



Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

TESIS DOCTORAL

Modelos de análisis del comportamiento en fractura de las juntas secas postensadas de estructuras construidas por dovelas

María Alcalde Rico

Sevilla, 2015



Departamento de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras

Escuela Técnica Superior de Ingeniería

Universidad de Sevilla

Tesis doctoral para optar al título de
Doctor por la Universidad de Sevilla

Modelos de análisis del comportamiento en fractura de las juntas secas postensadas de estructuras construidas por dovelas

María Alcalde Rico

Ingeniero Industrial

Director de tesis:

Fernando Medina Encina

Dr. Ingeniero de Caminos

Sevilla, 2015

AGRADECIMIENTOS

Quiero mostrar mi agradecimiento en primer lugar a Fernando Medina, director de esta tesis, por darme la oportunidad de realizarla y por compartir conmigo sus conocimientos y gran experiencia, por tanto tiempo dedicado en estos años, por su orientación, por su entusiasmo y por su optimismo.

A todos mis compañeros del Grupo de Estructuras, sobre todo a Héctor y a Paco, por su cercanía y disponibilidad. A quienes han compartido despacho conmigo, Antonio y Fede, y a tantos investigadores que me han ayudado con sus conocimientos y consejos, como Max Hendriks, Arthur Slobbe, Anne van de Graaf, Jan Rots y Milan Jirásek.

A José Juan, mi marido, por su apoyo incondicional, sin el cual no hubiera podido finalizar esta tesis, y a mis hijas, cuya alegría me ha dado ánimo en los momentos difíciles. A mis padres y a mis hermanos, por tantas y tantas cosas...

Y a todas las personas que me han ayudado y animado durante la realización de este trabajo.

Esta tesis se ha realizado con la ayuda prestada por el Ministerio de Ciencia e Innovación, a través del proyecto de investigación BIA2007-67612-C02-02.

ABSTRACT

Dry joint are generally used in the construction of prestressed segmental bridges due to its advantages such as time and cost saving. The shear capacity of the joints plays an important role in the behavior of the whole structure. However, the formulations of the diverse design codes lead to very different values of the shear strength of multiple-keyed joints.

In this thesis three different finite element models have been developed to analyze the fracture behavior of post-tensioned dry keyed joints under shear loading. In the first model, the Brittle Cracking model implemented in Abaqus has been used for the material. Secondly, the joint has been modeled with the Total Strain Rotating Crack model of Diana. The principal advantage of this model is that it does not require the definition of a shear retention factor, which needs still further investigation while the influence on the results is not negligible. Finally, the Sequentially Linear Analysis is applied to model the joint. This supposes a significant advance because the results include the post-peak behavior with snap-backs, avoiding convergence problems, typical in brittle structures.

It has been developed a numerical model of a joint with different number of keys and prestressing stress, and a regression equation of the obtained results has been presented. This equation estimates the shear capacity of the joint depending on the number of keys and the prestressing stress (until 3 MPa) for a characteristic concrete compressive strength of 50 MPa. The results have been compared with the existing formulas proposed by different design codes and authors, turning out that the ATEP formula underestimates the shear capacity of the joint, and the AASHTO formula overestimates it in the case of multiple keys and low prestressing force.

The results show that the average shear stress transferred across the joint decreases as the number of keys increases, but this effect declines with higher prestressing stress in the joint, becoming negligible for 3 MPa. It can be concluded that for higher prestressing stress the behavior is independent of the number of keys. Consequently, if the existing formulation to estimate the shear capacity of dry keyed joints is applied for

prestressing stress superior to 3 MPa, it would not be necessary to include any factor taking into account the dependence on the number of keys.

In the appendix chapter is presented the research carried out in order to design the test set-up to obtain experimentally the shear strength of dry keyed joints.

RESUMEN

Las juntas secas en estructuras construidas por dovelas son comúnmente utilizadas por la rapidez que permiten en la construcción y por el ahorro económico que esto supone. La resistencia a cortante de dichas juntas afecta significativamente al comportamiento global de la estructura. Sin embargo, las fórmulas propuestas por distintas normativas y autores para el cálculo de la resistencia a cortante de las juntas secas postensadas con llaves múltiples dan lugar a valores muy dispares.

En la presente tesis se han desarrollado tres modelos de elementos finitos para analizar el comportamiento en fractura de las juntas secas con llaves postensadas sometidas a cortante. En el primer modelo, implementado en Abaqus, se ha aplicado el modelo de material de grieta fija Brittle Cracking, mientras que en el segundo modelo se ha utilizado el modelo de grieta rotante Total Strain Rotating Crack de Diana. La principal ventaja del modelo de grieta rotante es que no es necesario incluir un factor de retención de cortante, que afecta significativamente a los resultados y del que se tiene poca información. Finalmente, se ha realizado un análisis secuencial lineal (SLA) que no presenta problemas de convergencia típicos de estructuras frágiles y que ha permitido estudiar el comportamiento post-pico incluyendo snap-backs, que no era posible con los programas anteriores.

Los modelos desarrollados con diferente número de llaves y la aplicación de varios niveles de pretensado han permitido la obtención de una fórmula de ajuste de los resultados numéricos para la estimación de la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves postensadas en función del número de llaves y de la presión de pretensado (hasta 3 MPa) para una resistencia compresión del hormigón de 50 MPa. Los valores obtenidos se comparan con la formulación existente, destacando que los resultados según la ATEP quedan muy del lado de la seguridad mientras que por el contrario los valores obtenidos con la fórmula de la AASTHO subestiman la resistencia a cortante de las juntas para más de una llave y bajo nivel de pretensado.

Los resultados muestran que la tensión tangencial media en la junta es menor para un mayor número de llaves, pero este efecto disminuye al aumentar la compresión en la junta siendo prácticamente inapreciable para el caso de 3 MPa. Se concluye por tanto que a partir de dicho nivel de pretensado el comportamiento es independiente frente al número de llaves y no es necesario introducir un coeficiente que considere dicha dependencia.

Finalmente, en el capítulo anexo se presenta la investigación llevada a cabo que ha permitido diseñar la configuración de los ensayos para obtener experimentalmente la resistencia a cortante de las juntas secas postensadas con llaves múltiples.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	V
ABSTRACT.....	VII
RESUMEN	IX
ÍNDICE.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
ÍNDICE DE TABLAS	XXIII
PARTE 1.....	1
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	3
1.1 INTRODUCCIÓN.....	3
1.2 OBJETIVOS.....	5
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.....	7
2.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES.....	7
2.2 MODELOS NUMÉRICOS.....	17
CAPÍTULO 3. DISTINTA FORMULACIÓN PARA LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS CON LLAVES POSTENSADAS	23
PARTE 2.....	31
CAPÍTULO 4. ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS	35
4.1 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL BRITTLE CRACKING.....	35
4.1.1 INTRODUCCIÓN	35
4.1.2 DIRECCIÓN DE CRECIMIENTO DE LAS GRIETAS.....	36

4.1.3	MODELO ELÁSTICO-FISURADO PARA EL HORMIGÓN.....	37
4.1.4	INICIACIÓN DE LAS GRIETAS	39
4.1.5	LEY DE ABLANDAMIENTO EN TRACCIÓN	40
4.1.6	MODELO DE RETENCIÓN DE CORTANTE	41
4.1.7	CRITERIO DE FALLO	45
4.1.8	VALIDACIÓN DEL MODELO DE MATERIAL	46
4.2	MODELO DE ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA JUNTA CON LLAVES	49
4.2.1	INTRODUCCIÓN	49
4.2.2	GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO	49
4.2.3	PROPIEDADES DEL MATERIAL.....	52
4.2.4	CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA	53
4.2.5	MODELO DE CONTACTO	53
4.2.6	VALIDACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA JUNTA CON LLAVES.....	55
4.3	ESTUDIO NUMÉRICO DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE JUNTAS CON LLAVES PARA DISTINTO NÚMERO DE LLAVES Y FUERZA DE PRETENSADO	57
4.3.1	INTRODUCCIÓN	57
4.3.2	GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO	57
4.3.3	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	60
4.3.4	CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA	62
4.3.5	MODELO DE CONTACTO	63
4.3.6	RESULTADOS	63
4.3.7	DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN CON DISTINTA NORMATIVA	64
CAPÍTULO 5. MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS.....		71
5.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL	71
5.1.1	INTRODUCCIÓN	71

5.1.2	MODELO MULTI-DIRECTIONAL FIXED CRACK.....	72
5.1.2.1	Modelo elástico-fisurado para el hormigón.....	72
5.1.2.2	Iniciación de las grietas	75
5.1.2.3	Ley de ablandamiento en tracción.....	75
5.1.2.4	Modelo de retención de cortante.....	76
5.1.3	TOTAL STRAIN ROTATING CRACK.....	77
5.1.3.1	Ley de ablandamiento en tracción.....	77
5.1.3.2	Modelo de retención de cortante.....	78
5.2	GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO...	78
5.3	PROPIEDADES DEL MATERIAL	79
5.4	CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA	82
5.5	MODELO DE CONTACTO	82
5.6	RESULTADOS.....	91
5.7	CONCLUSIONES.....	101
CAPÍTULO 6. MODELO DE ANÁLISIS SECUENCIAL LINEAL PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS		103
6.1	INTRODUCCIÓN.....	103
6.2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL	107
6.2.1	LEY DE ABLANDAMIENTO EN TRACCIÓN	109
6.2.2	MODELO DE RETENCIÓN DE CORTANTE	109
6.3	GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO..	110
6.4	MODELO DE MATERIAL	112
6.5	CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA	113
6.6	MODELO DE CONTACTO	113
6.7	RESULTADOS.....	114
6.8	CONCLUSIONES.....	123
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS..		125

7.1	CONCLUSIONES.....	125
7.2	DESARROLLOS FUTUROS.....	128
	CONCLUSIONS.....	131
	ANEXO. DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS	135
A.1	INTRODUCCIÓN.....	139
A.2	DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO.....	139
A.3	CÁLCULO DE FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA ...	141
A.4	CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS AUXILIARES PARA LA APLICACIÓN DE LA FUERZA DE PRETENSADO	142
A.5	HOJAS DE MATHCAD PARA EL CÁLCULO DETALLADO DE LA FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA	165
A.6	PLANOS DE UTILLAJE	202
	BIBLIOGRAFÍA	215

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE JUNTA SECA CON UNA LLAVE REALIZADO POR BUYUKOZTURK [11]	8
FIGURA 2. SECUENCIA DE FISURAS EN LA JUNTA SECA CON UNA LLAVE [11].....	9
FIGURA 3. COMPARACIÓN ENTRE LAS RECOMENDACIONES DEL AASHTO Y LA FORMULACIÓN PROPUESTA POR BUYUKOZTURK [11]	11
FIGURA 4. ENSAYO A CORTANTE PARA JUNTAS CON LLAVES MÚLTIPLES EN LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES REALIZADOS POR ZHOU [62]	12
FIGURA 5. SECUENCIA DE LA FISURACIÓN PARA JUNTAS SECAS CON LLAVES MÚLTIPLES EN LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES REALIZADOS POR ZHOU [62]...	13
FIGURA 6. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE PANELES DE JUNTA CERRADA CON LLAVES REALIZADO POR TURMO [53]	14
FIGURA 7. PATRONES DE GRIETAS EN LA SITUACIÓN DE FALLO POR CORTANTE EN EL CASO DE LLAVES SIN ARMAR Y PRETENSADO EXTERIOR DE LOS ESTUDIOS REALIZADOS POR WASAKA [59]	16
FIGURA 8. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE JUNTA CON UNA LLAVE REALIZADO POR YANG [60] CON PROFUNDIDAD Y ÁNGULO DE LLAVE VARIABLE.....	17
FIGURA 9. GEOMETRÍA DE LAS DOVELAS DEL PUENTE SECOND STAGE EXPRESSWAY SYSTEM MODELIZADO POR ROMBACH [41]	18
FIGURA 10. JUNTA MODELIZADA POR ROMBACH [41] INCLUYENDO LA GEOMETRÍA DE LAS LLAVES	19
FIGURA 11. CÁLCULO DEL ÁREA MÍNIMA DE LA BASE DE LAS LLAVES EN EL PLANO DE FALLO [39-41]	27
FIGURA 12. SISTEMAS DE COORDENADAS GLOBALES Y LOCALES	39
FIGURA 13. CURVA DE ABLANDAMIENTO σ - u Y ENERGÍA DE FRACTURA.....	40
FIGURA 14. MODELO DE RETENCIÓN DE CORTANTE PROPUESTO POR ROTS Y BLAAUWERDRAAD [46], PARA $p=1$	43
FIGURA 15. FACTOR DE RETENCIÓN DE CORTANTE EN FUNCIÓN DE LA APERTURA DE GRIETA PARA EL MODELO BRITTLE CRACKING [2].....	44

FIGURA 16. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO A FLEXIÓN EN TRES PUNTOS SOBRE UNA PROBETA ENTALLADA REALIZADO POR CIFUENTES [13]	46
FIGURA 17. DIMENSIONES (EN MM) DE LAS PROBETAS ENSAYADAS [13]	47
FIGURA 18. MODELO DEL ENSAYO A FLEXIÓN EN TRES PUNTOS SOBRE UNA PROBETA ENTALLADA	47
FIGURA 19. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES Y NUMÉRICOS DE LA CURVA $P-\delta$ PARA EL ENSAYO A FLEXIÓN EN TRES PUNTOS SOBRE UNA PROBETA ENTALLADA [3]	48
FIGURA 20. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON UNA LLAVE	49
FIGURA 21. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON TRES LLAVES	50
FIGURA 22. DETALLE DE LA GEOMETRÍA DE LAS LLAVES EN EL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON UNA LLAVE	51
FIGURA 23. DETALLE DE LA GEOMETRÍA DE LAS LLAVES EN EL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON TRES LLAVES ...	51
FIGURA 24. REPRESENTACIÓN DE LAS PARTES DONDE SE APLICA CADA MODELO DE MATERIAL PARA LA JUNTA CON UNA LLAVE (IZQUIERDA) Y TRES LLAVES (DERECHA)	52
FIGURA 25. PATRONES DE GRIETAS OBTENIDOS MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO PARA EL CASO DE UNA LLAVE (IZQUIERDA) Y TRES LLAVES (DERECHA) [4]	56
FIGURA 26. EVOLUCIÓN DE LAS GRIETAS PARA JUNTA SECA CON UNA LLAVE OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE [62]	56
FIGURA 27. EVOLUCIÓN DE LAS GRIETAS PARA JUNTA SECA CON TRES LLAVES OBTENIDA EXPERIMENTALMENTE [62]	57
FIGURA 28. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON CINCO LLAVES	58
FIGURA 29. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON SIETE LLAVES	59
FIGURA 30. DETALLE DE LA GEOMETRÍA DE LAS LLAVES EN EL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DEL ENSAYO A CORTANTE DE JUNTA CON CINCO LLAVES (IZQUIERDA) Y CON SIETE LLAVES (DERECHA)	60
FIGURA 31. REPRESENTACIÓN DE LAS PARTES DONDE SE APLICA CADA MODELO DE MATERIAL PARA EL MODELO DE JUNTA CON CINCO LLAVES	61

FIGURA 32. REPRESENTACIÓN DE LAS PARTES DONDE SE APLICA CADA MODELO DE MATERIAL PARA EL MODELO DE JUNTA CON SIETE LLAVES	61
FIGURA 33. DETALLE DE LA MALLA EN LA ZONA DE LAS LLAVES EN EL MODELO DE CINCO LLAVES (IZQUIERDA) Y DE SIETE LLAVES (DERECHA)	62
FIGURA 34. PATRONES DE GRIETAS OBTENIDOS MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO PARA EL CASO DE CINCO LLAVES (IZQUIERDA) Y SIETE LLAVES (DERECHA)	64
FIGURA 35. RESISTENCIA A CORTANTE FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO PARA JUNTA CON UNA LLAVE [5]	66
FIGURA 36. RESISTENCIA A CORTANTE FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO PARA JUNTA CON TRES LLAVES [5]	66
FIGURA 37. RESISTENCIA A CORTANTE FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO PARA JUNTA CON CINCO LLAVES [5]	67
FIGURA 38. RESISTENCIA A CORTANTE FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO PARA JUNTA CON SIETE LLAVES [5]	67
FIGURA 39. TENSIÓN TANGENCIAL MEDIA EN LA JUNTA FRENTE AL NÚMERO DE LLAVES PARA 1, 2 Y 3 MPa DE PRESIÓN DE PRETENSADO [4]	68
FIGURA 40. TENSIÓN TANGENCIAL MEDIA EN LA JUNTA FRENTE A LA PRESIÓN DE PRETENSADO, PARA 1, 3, 5 Y 7 LLAVES [4]	69
FIGURA 41. SISTEMAS DE COORDENADAS GLOBALES Y LOCALES	73
FIGURA 42. RELACIÓN ENTRE LOS TÉRMINOS D^I Y D^{II} Y LOS PARÁMETROS μ Y β [23]	74
FIGURA 43. CURVA DE ABLANDAMIENTO LINEAL EN EL MODELO MULTI-DIRECTIONAL FIXED CRACK	76
FIGURA 44. CURVA DE ABLANDAMIENTO LINEAL EN EL MODELO TOTAL STRAIN ROTATING CRACK	77
FIGURA 45. MODELO REALIZADO EN Fx+ PARA EL ANÁLISIS CON DIANA	78
FIGURA 46. ESQUEMA DE MATERIALES UTILIZADOS EN EL MODELO 1	80
FIGURA 47. ESQUEMA DE MATERIALES UTILIZADOS EN EL MODELO 2 Y 3	81
FIGURA 48. ELEMENTOS TIPO JUNTA CL12I [22]	82
FIGURA 49. MODELO DE FRICCIÓN DE COULOMB [23]	84
FIGURA 50. DIMENSIONES DE LA LLAVE DE LA JUNTA	86
FIGURA 51. TENSIONES NORMALES (IZQUIERDA) Y TANGENCIALES (DERECHA) OBTENIDAS EN LA INTERFASE PARA EL MODELO A	87

FIGURA 52. TENSIONES NORMALES EN LA INTERFASE PARA LOS CUATRO MODELOS ESTUDIADOS.....	88
FIGURA 53. TENSIONES TANGENCIALES EN LA INTERFASE PARA LOS CUATRO MODELOS ESTUDIADOS.....	88
FIGURA 54. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA LOS DIFERENTES MODELOS DE INTERFASE.....	90
FIGURA 55. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA LOS DIFERENTES MODELOS DE MATERIAL	91
FIGURA 56. REPRESENTACIÓN DEL ESTADO DE LAS GRIETAS EN EL CASO DE LEY DE ABLANDAMIENTO LINEAL [21]	93
FIGURA 57. ESTADO DE LAS GRIETAS EN EL MOMENTO EN EL QUE APARECE LA PRIMERA GRIETA COMO ABIERTA (IZQUIERDA) Y DETALLE (DERECHA)	94
FIGURA 58. ESTADO DE TENSIONES MÁXIMAS EN EL MOMENTO EN EL QUE APARECE LA PRIMERA GRIETA COMO ABIERTA.....	95
FIGURA 59. ESTADO DE TENSIONES MÍNIMAS EN EL MOMENTO EN EL QUE APARECE LA PRIMERA GRIETA COMO ABIERTA.....	95
FIGURA 60. ESTADO DE LAS GRIETAS PARA UN 77% DE LA CARGA MÁXIMA.....	96
FIGURA 61. DEFORMACIÓN EN LA DIRECCIÓN NORMAL A LA GRIETA PARA UN 77% DE LA CARGA MÁXIMA.....	97
FIGURA 62. ESTADO DE TENSIONES MÁXIMA PARA UN 77% DE LA CARGA MÁXIMA ...	97
FIGURA 63. ESTADO DE TENSIONES MÍNIMA PARA UN 77% DE LA CARGA MÁXIMA....	98
FIGURA 64. ESTADO DE LAS GRIETAS PARA UN 99% DE LA CARGA MÁXIMA.....	99
FIGURA 65. DEFORMACIÓN EN LA DIRECCIÓN NORMAL A LA GRIETA PARA UN 99% DE LA CARGA MÁXIMA.....	99
FIGURA 66. ESTADO DE TENSIONES MÁXIMA PARA UN 99% DE LA CARGA MÁXIMA .	100
FIGURA 67. ESTADO DE TENSIONES MÍNIMA PARA UN 99% DE LA CARGA MÁXIMA..	100
FIGURA 68. LEY DE ABLANDAMIENTO NO LINEAL DE HORDIJK [51]	105
FIGURA 69. LEY DE ABLANDAMIENTO DISCRETIZADA CON FORMA DE DIENTES DE SIERRA [51]	105
FIGURA 70. MODELO REALIZADO EN Fx+ PARA EL ANÁLISIS CON DIANA Y SLA.....	111
FIGURA 71. ESQUEMA DE MODELOS DE MATERIAL UTILIZADOS PARA EL ANÁLISIS CON DIANA Y SLA	112

FIGURA 72. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS 1 Y 4.....	115
FIGURA 73. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA	116
FIGURA 74. FUERZA DE PRETENSADO APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA.....	117
FIGURA 75. FUERZA DE PRETENSADO APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA, SIENDO REPRESENTADOS EN AZUL LOS PUNTOS CORRESPONDIENTES A LA EVOLUCIÓN REAL DE LA CARGA DE PRETENSADO Y EN VERDE PUNTOS INTERMEDIOS DE CÁLCULO	118
FIGURA 76. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA, SIENDO REPRESENTADOS EN AZUL LOS PUNTOS CORRESPONDIENTES A LA EVOLUCIÓN REAL DE LA FUERZA APLICADA Y EN VERDE PUNTOS INTERMEDIOS DE CÁLCULO.....	119
FIGURA 77. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA, REPRESENTANDO ÚNICAMENTE LOS PUNTOS CORRESPONDIENTES A LA EVOLUCIÓN REAL DE LA FUERZA APLICADA.....	120
FIGURA 78. FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA EL MODELO DE SLA Y PATRONES DE GRIETA CORRESPONDIENTE A DIFERENTES PUNTOS DE LA CURVA.....	122
FIGURA 79. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS DE LA CURVA FUERZA APLICADA FRENTE A DESPLAZAMIENTO PARA LOS MODELOS DE SLA, DIANA Y ABAQUS.....	123
FIGURA 80. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE LA JUNTA Y ELEMENTOS AUXILIARES..	140
FIGURA 81. PRIMER MODELO DEL ENSAYO DE LA JUNTA DE TRES LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES, PARA EL CASO DE TESADO DEL PRIMER CABLE.....	145
FIGURA 82. SEPARACIÓN (IZQUIERDA) Y DESLIZAMIENTO (DERECHA) ENTRE LA SUPERFICIE DEL HORMIGÓN Y LA DEL UPN (MM) AL TESAR EL PRIMER CABLE....	146
FIGURA 83. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL PRIMER MODELO	147
FIGURA 84. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM	148
FIGURA 85. TENSIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM	149

FIGURA 86. TENSIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO CON LA PLANCHA DE NEOPRENO.....	150
FIGURA 87. TENSIONES MÍNIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO CON LA PLANCHA DE NEOPRENO.....	150
FIGURA 88. MODELO DEL ENSAYO DE LA JUNTA DE TRES LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES, REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM Y PLANCHA DE NEOPRENO, PARA EL CASO DE TESADO DE LOS CUATRO CABLES.....	151
FIGURA 89. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR LOS CUATRO CABLES (MPa) EN EL MODELO REFORZADO CON LA PLANCHA DE NEOPRENO	152
FIGURA 90. MODELO DEL ENSAYO DE LA JUNTA DE TRES LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES, REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM, PARA EL CASO DE TESADO DE LOS CUATRO CABLES.....	153
FIGURA 91. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR LOS CUATRO CABLES (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	154
FIGURA 92. TENSIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR LOS CUATRO CABLES (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	155
FIGURA 93. TENSIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR LOS CUATRO CABLES (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	155
FIGURA 94. TENSIONES MÍNIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR LOS CUATRO CABLES (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	156
FIGURA 95. MODELO DEL ENSAYO DE LA JUNTA DE TRES LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES, REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM, PARA EL CASO DE TESADO DE UN SOLO CABLE.....	157
FIGURA 96. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	158
FIGURA 97. TENSIONES MÁXIMAS (IZQUIERDA) Y MÍNIMAS (DERECHA) PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR UN SOLO CABLE (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM	159

FIGURA 98. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM, Y CON LAS BARRAS ROSCADAS TRACCIONADAS MODELIZADAS EN 3D	160
FIGURA 99. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN LAS BARRAS AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO DE TRES LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM, Y CON LAS BARRAS ROSCADAS TRACCIONADAS MODELIZADAS EN 3D	161
FIGURA 100. MODELO DEL ENSAYO DE LA JUNTA DE SIETE LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES, REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM, PARA EL CASO DE TESADO DE UN SOLO CABLE (IZQUIERDA) Y SEIS CABLES (DERECHA, DETALLE)	162
FIGURA 101. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN EL UPN AL TESAR LOS SEIS CABLES (MPa) EN EL MODELO DE SIETE LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	163
FIGURA 102. TENSIONES MÁXIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR LOS SEIS CABLES (MPa) EN EL MODELO DE SIETE LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	163
FIGURA 103. TENSIONES MÍNIMAS PRODUCIDAS EN EL HORMIGÓN AL TESAR LOS SEIS CABLES (MPa) EN EL MODELO DE SIETE LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	164
FIGURA 104. TENSIONES DE VON MISES PRODUCIDAS EN LAS BARRAS AL TESAR EL PRIMER CABLE (MPa) EN EL MODELO DE SIETE LLAVES REFORZADO CON LA PLATABANDA DE 20 MM, PLANCHA DE NEOPRENO Y PESTAÑAS DE 10 MM.....	165
FIGURA 105. DIMENSIONES DEL UPN REFORZADO PARA LA COLOCACIÓN DE LOS CORDONES DE PRETENSADO (MM)	203
FIGURA 106. DIMENSIONES GENERALES DE LA CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE LA JUNTA CON TRES LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES (MM)	204
FIGURA 107. DIMENSIONES GENERALES DE LA CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO DE LA JUNTA CON SIETE LLAVES Y ELEMENTOS AUXILIARES (MM)	205
FIGURA 108. DETALLE DE LA POSICIÓN DE LAS BARRAS ROSCADAS Y PLACAS DE ANCLAJE PARA EL PRETENSADO (MM)	206
FIGURA 109. DISPOSICIÓN DEL ENCOFRADO PARA LA FABRICACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN PARA SIETE LLAVES (MM)	206
FIGURA 110. DISPOSICIÓN DEL ENCOFRADO PARA LA FABRICACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN PARA TRES LLAVES (MM)	207

FIGURA 111. DIMENSIONES EN MM DE LAS BARRAS CORRUGADAS PARA LAS PIEZAS DE HORMIGÓN DE SIETE LLAVES (IZQUIERDA) Y DE TRES LLAVES (DERECHA)	207
FIGURA 112. DIMENSIONES (EN MM) DE LAS PIEZAS DE MADERA MACIZA PARA LA FABRICACIÓN DE LAS LLAVES EN LA JUNTA DE SIETE LLAVES (IZQUIERDA) Y EN LA JUNTA DE TRES LLAVES (DERECHA)	208
FIGURA 113. DISPOSICIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA PARA EVITAR LA FISURACIÓN SUPERFICIAL DURANTE LA MANIPULACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN PARA LA JUNTA DE TRES LLAVES (DIMENSIONES EN MM)	209
FIGURA 114. DISPOSICIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA PARA EVITAR LA FISURACIÓN SUPERFICIAL DURANTE LA MANIPULACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN PARA LA JUNTA DE SIETE LLAVES (DIMENSIONES EN MM)	209
FIGURA 115. DISPOSICIÓN DE LAS BARRAS Y MALLAS ELECTROSOLDADAS PARA LA FABRICACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN EN EL PERFIL (IZQUIERDA) Y ENCOFRADO PARA LA PRIMERA PIEZA (DERECHA) PARA LA JUNTA DE TRES LLAVES (COTAS EN MM)	210
FIGURA 116. ENCOFRADO Y DISPOSICIÓN DE LAS BARRAS Y MALLAS ELECTROSOLDADAS PARA LA FABRICACIÓN DE LA SEGUNDA PIEZA DE HORMIGÓN PARA LA JUNTA DE TRES LLAVES (COTAS EN MM)	211
FIGURA 117. DISPOSICIÓN DE LAS BARRAS Y MALLAS ELECTROSOLDADAS PARA LA FABRICACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN EN EL PERFIL (IZQUIERDA) Y ENCOFRADO PARA LA PRIMERA PIEZA (DERECHA) PARA LA JUNTA DE SIETE LLAVES (COTAS EN MM)	211
FIGURA 118. ENCOFRADO Y DISPOSICIÓN DE LAS BARRAS Y MALLAS ELECTROSOLDADAS PARA LA FABRICACIÓN DE LA SEGUNDA PIEZA DE HORMIGÓN PARA LA JUNTA DE SIETE LLAVES (COTAS EN MM)	212
FIGURA 119. POSICIÓN (EN MM) DE LOS ENGANCHES NECESARIOS PARA LA MANIPULACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN EN LA JUNTA CON SIETE LLAVES PARA LA PRIMERA PIEZA (IZQUIERDA) Y SU COMPLEMENTARIA (DERECHA)	213
FIGURA 120. POSICIÓN (EN MM) DE LOS ENGANCHES NECESARIOS PARA LA MANIPULACIÓN DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN EN LA JUNTA CON TRES LLAVES PARA LA PRIMERA PIEZA (IZQUIERDA) Y SU COMPLEMENTARIA (DERECHA)	213

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LA JUNTA CON UNA LLAVE OBTENIDA NUMÉRICA Y EXPERIMENTALMENTE.....	55
TABLA 2. COMPARACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LA JUNTA CON TRES LLAVES OBTENIDA NUMÉRICA Y EXPERIMENTALMENTE.....	55
TABLA 3. RESISTENCIA A CORTANTE (kN) FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO (MPa) PARA DISTINTO NÚMERO DE LLAVES	63
TABLA 4. COMPARACIÓN DE LOS VALORES OBTENIDOS CON EL MODELO NUMÉRICO Y CON LA FÓRMULA DE AJUSTE DE LA RESISTENCIA CORTANTE (kN) FRENTE A PRESIÓN DE PRETENSADO (MPa) PARA DISTINTO NÚMERO DE LLAVES	65
TABLA 5. VALORES ELEGIDOS PARA K_N Y K_T EN LOS DIFERENTES MODELOS DE CONTACTO A ESTUDIAR	85
TABLA 6. PENETRACIÓN Y CONVERGENCIA PARA LOS DIFERENTES VALORES DE K_N Y K_T EN LA INTERFASE	86
TABLA 7. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS DIFERENTES MODELOS DE CONTACTO CON RESPECTO A FUERZA MÁXIMA APLICADA Y TENSIONES EN LA JUNTA.....	89
TABLA 8. RESISTENCIA A CORTANTE (kN) DE LOS MODELOS DE DIANA EN COMPARACIÓN CON EL VALOR OBTENIDO CON ABAQUS	92
TABLA 9. ESTIMACIÓN DE LOS RESULTADOS ESPERADOS PARA LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS (kN).....	141
TABLA 10. ESTIMACIÓN DE LOS RESULTADOS ESPERADOS PARA LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS (kN) PARA 150 MM DE ESPESOR DE LAS PROBETAS	141
TABLA 11. FUERZA DE PRETENSADO DE DISEÑO (kN).....	142
TABLA 12. FUERZA DE TESADO INICIAL (kN)	142

PARTE 1

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad, se construyen numerosas estructuras de dovelas prefabricadas, como puentes de hormigón postensado, túneles, etc., por la rapidez con que pueden ser construidas y por el mayor control de calidad que permiten.

Un punto importante de este tipo de estructuras son las juntas secas, por su aplicación en la construcción evolutiva y por la rapidez con que pueden ser ensambladas las dovelas con este tipo de junta por no ser necesaria la aplicación de adhesivos en la unión [11, 55].

Uno de los problemas de esta tipología estructural, actualmente en estudio[31, 49], es la discontinuidad introducida por la junta entre dovelas, del cual no existen muchas publicaciones, a pesar de ser fundamental en el comportamiento de dichas estructuras, como señalan diversos autores [6, 40, 61]. Las distintas recomendaciones y normativa dan valores muy dispares para evaluar la resistencia de las juntas [53]. Se han realizado estudios experimentales para analizar el comportamiento de las juntas con llaves [11, 56, 59, 62] así como diversos modelos numéricos [30, 34, 35, 41, 54, 58], pero la configuración tanto de los ensayos como de los modelos numéricos recogidos en la bibliografía es muy diferente. Este hecho dificulta la comparación entre los resultados disponibles, siendo necesario un estudio pormenorizado para cada caso concreto.

Las juntas secas disponen de llaves para ensamblar las dovelas que aumentan su resistencia a cortante, pero no se conoce exactamente la resistencia a cortante que estas llaves pueden llegar a desarrollar. Son diversos los rangos de valores propuestos por los distintos autores para las propiedades de cohesión y rozamiento entre las superficies [11, 53]. La AASHTO propone algunas fórmulas, pero los ensayos realizados por distintos autores encontrados en la bibliografía, muestran que esta formulación es incompleta, e incluso puede estar del lado de la inseguridad. Buyukozturk [11] realiza ensayos de juntas con una llave, y propone la corrección de las recomendaciones la AASHTO porque no se considera el fallo por deslizamiento. Turmo realiza ensayos sobre paneles con juntas secas con llaves conjugadas [56], e indica la necesidad de considerar el fallo por flexión local de las llaves. Indica también que sería recomendable una revisión de la formulación de las recomendaciones españolas que evalúa el cortante último de las juntas para que reprodujeran los resultados procedentes de la experimentación [53]. Zhou realiza ensayos de juntas con una y tres llaves [62] en función del nivel de pretensado, y prueba cómo la formulación de la AASHTO sobreestima la resistencia de las llaves en caso de llaves múltiples por no considerar la rotura sucesiva, que hace que no todas llaves lleguen a desarrollar completamente su resistencia, estando del lado de la inseguridad las fórmulas de la AASHTO obtenidas por extrapolación.

Rombach [39, 41] realiza un análisis mediante modelos no lineales de elementos finitos de juntas con varias llaves de cortante, diferentes geometrías y propiedades del material, comparando los resultados obtenidos numéricamente con resultados experimentales, y proponiendo una nueva fórmula para el cálculo de la resistencia a cortante de las juntas. Indica además cómo la normativa alemana no considera la capacidad a cortante de las llaves, a pesar de su gran contribución a la resistencia a cortante. Solo la AASHTO considera el aporte de las llaves a la resistencia a cortante de las juntas [1], pero la formulación se basa en ensayos realizados sobre juntas con una sola llave, sobreestimando la resistencia de la junta con múltiples llaves.

La junta supone un punto de debilidad en las estructuras de dovelas, ya que la estructura no es monolítica, y es posible la apertura de las juntas.

Pero incluso en el caso en el que el pretensado consiga evitar esta apertura, al no estar armadas las llaves por su pequeño tamaño, su comportamiento es frágil y aparece fisuración. La aparición y el crecimiento de grietas es un tema estudiado por diversos autores para el caso de junta seca con una llave [6, 11, 40, 62], viendo cómo influye la fuerza de pretensado. Pocos son, sin embargo, los que han estudiado los patrones de fisuras para el caso de varias llaves [56, 62].

En resumen, no existen suficientes investigaciones sobre el comportamiento de las juntas, no estando tampoco estandarizados los ensayos, por lo que es difícil comparar resultados entre unos autores y otros.

Por todo ello se considera necesario profundizar en el comportamiento a cortante de las juntas secas con diferente número de llaves realizando diferentes modelos en elementos finitos, obteniendo una fórmula de ajuste para la estimación de la resistencia a cortante de las juntas secas postensadas con llaves, y analizando la influencia del nivel de pretensado y del número de llaves en la resistencia de la junta. Los valores obtenidos podrán compararse con la formulación propuesta por distintas normativas para el cálculo de la resistencia a cortante.

1.2 OBJETIVOS

El objeto principal de la presente tesis es profundizar en el comportamiento a cortante de las juntas secas postensadas con llaves múltiples, proponiéndose más concretamente los objetivos que se resumen en los siguientes puntos:

- Revisión bibliográfica actualizada de las diferentes propuestas existentes en la bibliografía para el cálculo de la resistencia a cortante de la junta con llaves múltiples.
- Realización de un análisis no lineal del comportamiento en fractura de las juntas secas pretensadas con llaves, mediante modelos de elementos finitos, profundizando en el uso de modelos para hormigón basados en modelos cohesivos, como el modelo de grieta

fija implementado en Abaqus y el modelo de grieta giratoria implementado en Diana. Se calculará la resistencia última de la junta para diferentes tensiones de pretensado y número de llaves y se analizará la aparición y crecimiento de grietas hasta la rotura.

- Análisis lineal secuencial como alternativa al análisis no lineal, siendo este un método de cálculo actualmente en desarrollo en la Universidad Técnica de Delft. Dicho método (SLA) permite obtener la curva carga-desplazamiento en estructuras extremadamente frágiles incluso con snap-back evitando los problemas de convergencia y bifurcación. La fuerza de pretensado aplicada a la junta es una fuerza no proporcional.
- Validación del modelo de material con el ensayo a flexión en tres puntos sobre probeta entallada, del que se tienen resultados experimentales tanto del ensayo como de las propiedades del hormigón utilizado. Se estudiará, además de la carga última de la probeta, la curva fuerza-desplazamiento, incluida la rama post-pico, que se debe al ablandamiento del material.
- Para la simulación del estudio experimental, se propone la realización de un modelo de elementos finitos tridimensional considerando el modo real de aplicación de la carga y fuerza de pretensado, para comprobar la resistencia de los elementos auxiliares necesarios para la aplicación de la carga y para evitar la fisuración de las piezas en la manipulación en el laboratorio y la rotura local por concentración de tensiones.
- Obtención de una fórmula de ajuste de los resultados obtenidos que permita la estimación de la resistencia a cortante en función del número de llaves y de la presión de pretensado.
- Comparación de los valores obtenidos con la formulación propuesta por distintas normativas para el cálculo de la resistencia a cortante. Se realizará un estudio de sensibilidad, viendo cómo influye en la resistencia a cortante de la junta el nivel de pretensado y el número de llaves.

CAPÍTULO 2.

ESTADO DEL ARTE

2.1 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Entre los diversos estudios experimentales realizados, cabe destacar la investigación llevada a cabo por Buyukozturk [11], que realizó varios ensayos de juntas secas con una llave pretensadas y diferentes tensiones de pretensado.

Es interesante considerar cómo se ha realizado el ensayo. Para ello se disponen dos piezas independientes cuya superficie de contacto es la junta con la llave, comprimidas horizontalmente para simular la fuerza de pretensado. La forma de las piezas permite aplicar una carga en la zona superior central que someta a la junta con la llave a un cortante en ausencia de momento. La configuración del ensayo puede observarse en la Figura 1.

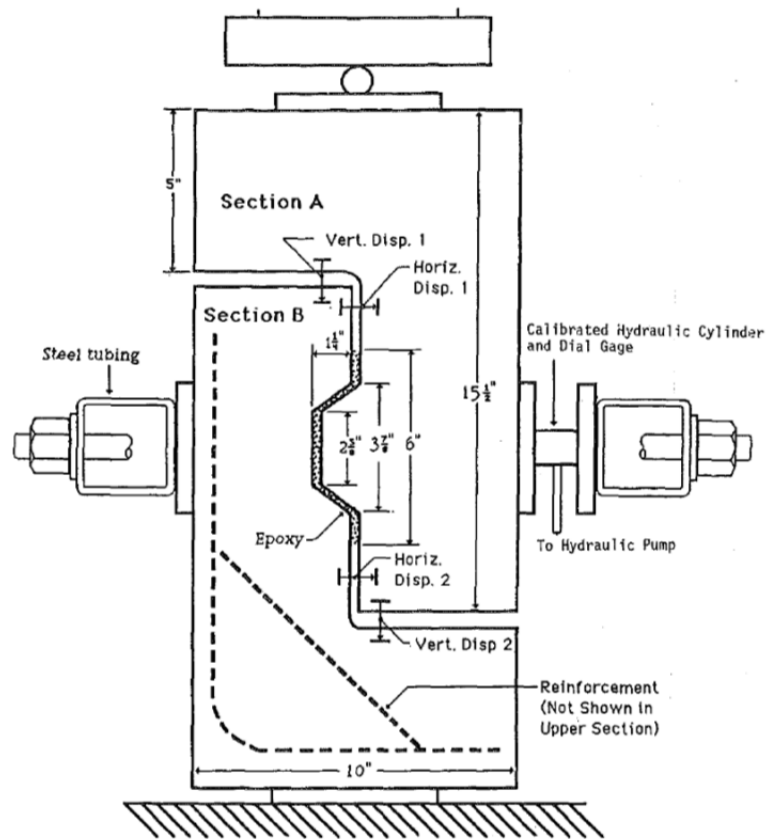


Figura 1. Configuración del ensayo de junta seca con una llave realizado por Buyukozturk [11]

En general, el objetivo del diseño a cortante en vigas de hormigón armado pretensado o no pretensado, incluyendo los puentes de dovelas prefabricadas, es evitar la rotura frágil por cortante. Numerosas recomendaciones son establecidas en las diversas normativas con este fin. En el código ACI y en el AASHTO se contemplan como situaciones a evitar la fisuración del alma debida al cortante, la fisuración por flexión y cortante combinados y el fallo por cortante debido al aplastamiento de las bielas diagonales de compresión. Pero Buyukozturk indica que, además, puede darse el fallo a cortante de las juntas debido a la rotura de las llaves, no contemplado hasta ahora. Por tanto, en el caso de puentes de dovelas de

hormigón prefabricadas, debe ser añadida otra consideración para prevenir este modo de fallo.

Aunque se realizan ensayos con resina epoxy, a continuación se exponen los resultados obtenidos de los ensayos para el caso de junta seca, en el que se centra la presente tesis. En este caso, la primera fisura se produce para una carga del 70% de la tensión máxima que soportará la junta. Esta fisura que aparece en la esquina inferior de la llave se propaga por un plano de cortante a 45° (Figura 2.a). Antes de que se produjera la fisura, la carga era resistida por la fricción existente entre las dos superficies de la junta en contacto y por el apoyo en la parte inferior de la llave, en la que el hormigón se comporta como una ménsula. Sin embargo, después de la formación de la fisura, la mayor parte de la carga es transferida por este apoyo de la llave. Conforme aumenta la carga, pequeñas fisuras diagonales comienzan a formarse a lo largo de la base de la llave, que crecen y forman bielas de compresión (ver Figura 2.b). A la carga máxima, las fisuras se unen y se produce la separación de la llave del resto de la pieza, produciéndose un gran deslizamiento entre ambas superficies (ver Figura 2.c).

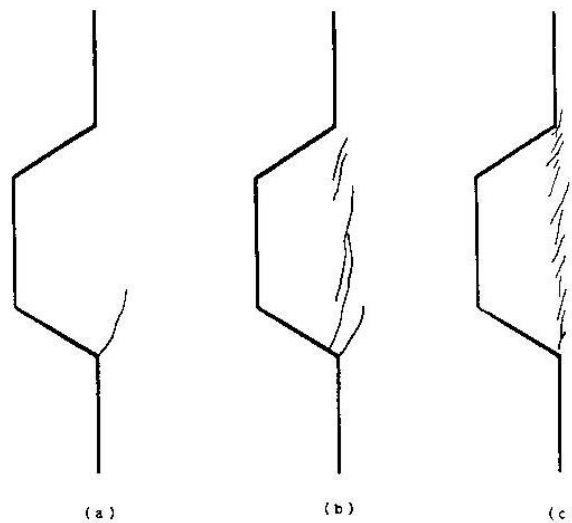


Figura 2. Secuencia de fisuras en la junta seca con una llave [11]

Este mismo tipo de llaves pero con una tensión de confinamiento mayor, presenta un comportamiento parecido, pero con una carga de rotura mucho mayor. Además, la grieta inicial formada en la base de la llave no crece tanto, lo que sugiere que las fuerzas de confinamiento mayores reorientan los planos principales de tensión y por tanto reducen la formación de bielas de compresión separadas por fisuras.

Una de las principales aportaciones de estos estudios es la descripción del mecanismo de fallo por deslizamiento de la junta debido a la rotura a cortante de las llaves. Buyukozturk, comparando las consideraciones del código AASHTO con la formulación por él propuesta, demuestra que este código en algunos casos no es conservativo en el cálculo de la resistencia a cortante. En la Figura 3 se representa la resistencia a cortante calculada por ambos métodos en función de la tensión de confinamiento, y se observa que para tensiones menores de 2 MPa aproximadamente (300 psi en la Figura 3) se recomienda el uso de las fórmulas propuestas por Buyukozturk por resultar más conservativas. Esto es debido a que el código AASHTO no considera el mecanismo de fallo por deslizamiento.

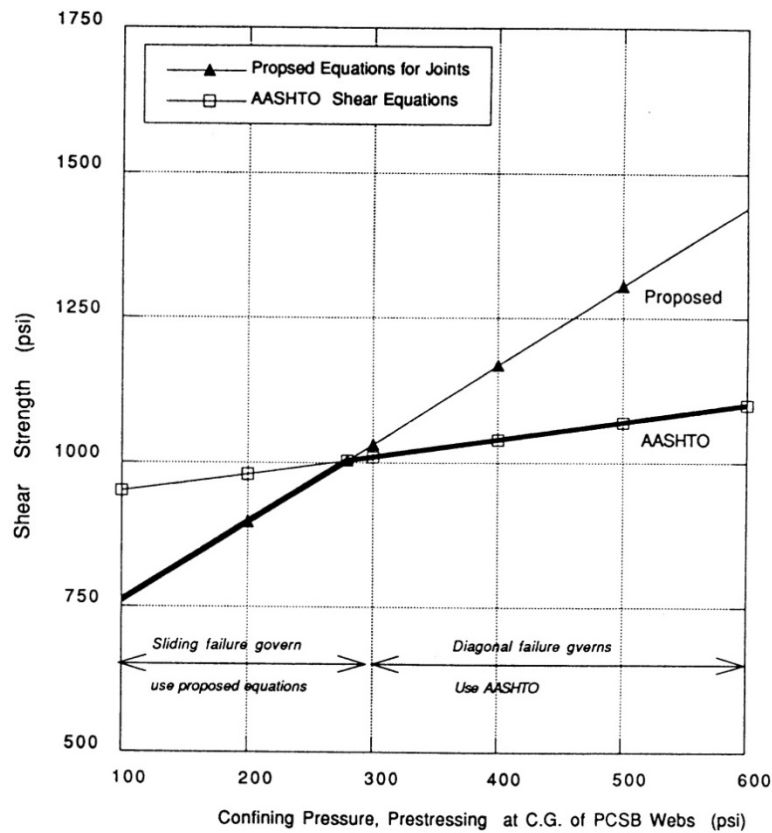


Figura 3. Comparación entre las recomendaciones del AASHTO y la formulación propuesta por Buyukozturk [11]

Bakhoun [8] utilizó la misma configuración de ensayo (Figura 1) para evaluar la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves, realizando además ensayos con carga cíclica. Los resultados muestran cómo variando de 0 a 90% y de 0 a 95% de la resistencia última a cortante obtenida previamente en un ensayo de carga estática, la junta experimentaba una pérdida progresiva de rigidez y finalmente fallaba después de un número finito de ciclos. Sin embargo, cargando cíclicamente de 0 a 85% de la resistencia última, no se observaba degradación de la rigidez ni la junta fallaba después de 30 ciclos.

Zhou [62] realizó una serie de ensayos experimentales analizando el comportamiento de las juntas secas con una llave y con tres llaves. Mediante la configuración del ensayo mostrada en la Figura 4, se aplica a la

junta un cortante puro. La tensión de confinamiento, que simula el efecto del pretensado en los puentes de dovelas, se aplica mediante una bomba hidráulica.

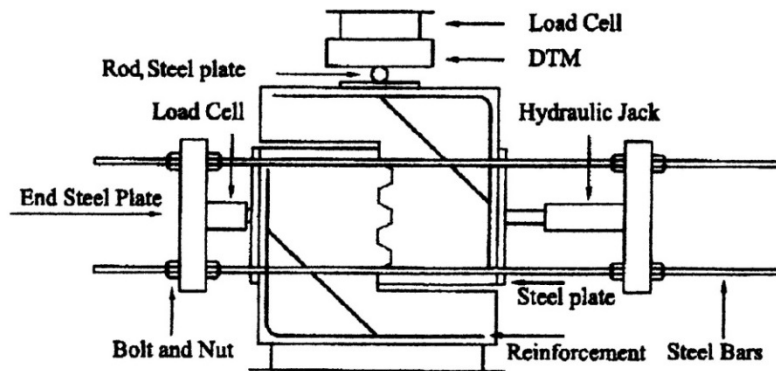


Figura 4. Ensayo a cortante para juntas con llaves múltiples en los ensayos experimentales realizados por Zhou [62]

Sus resultados corroboran los de Buyukozturk [11] en lo que respecta a la aparición y evolución de las fisuras para el caso de una llave, y ambos concluyen que la resistencia última a cortante de la junta aumenta con la presión de confinamiento.

Sin embargo, este estudio presenta la novedad del ensayo de juntas con múltiples llaves. En este caso, el agrietamiento de cada llave es igual que en el de llaves individuales, pero es importante señalar que las grietas aparecen de forma secuencial, empezando por la llave inferior, después se producen en la intermedia, y finalmente en la superior. Esto indica que existe una concentración de tensiones en la llave inferior y que el cortante no está distribuido uniformemente, implicando una resistencia total de las llaves menor que la esperada, calculada como la suma de las resistencias individuales que tendrían cada llave (ver Figura 5). Esto es debido a que las imperfecciones de las superficies de contacto impiden el acoplamiento perfecto de las llaves. Este efecto negativo aumenta conforme crece el número de llaves en la junta, disminuyendo la capacidad de desarrollar totalmente la resistencia individual a cortante de cada llave.

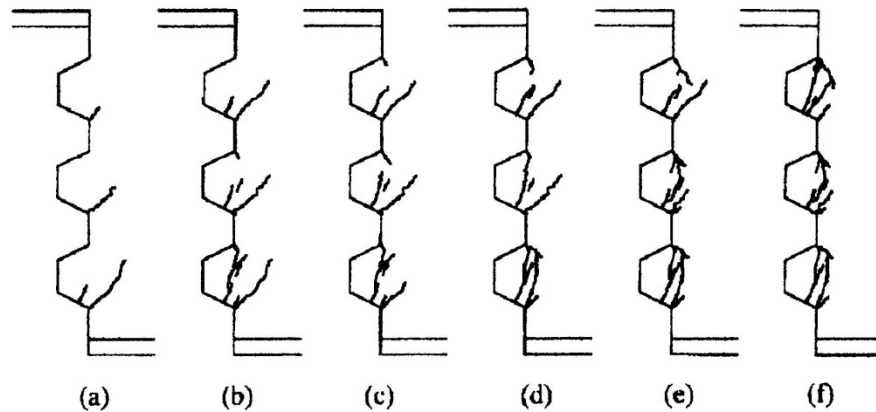


Figura 5. Secuencia de la fisuración para juntas secas con llaves múltiples en los ensayos experimentales realizados por Zhou [62]

Comparando estos resultados con la formulación propuesta por la AASHTO, se observa una sobrestimación de la capacidad a cortante de las juntas secas con llaves múltiples, sobre todo para pequeños valores de la tensión de pretensado. Por ejemplo, para una fuerza de compresión de 0.5 MPa la resistencia a cortante estimada es un 62% mayor que el resultado experimental. Esto es debido a que las fórmulas propuestas provienen de una extrapolación de estudios realizados con una sola llave, y por tanto no tienen en cuenta que en el caso de llaves múltiples no todas las llaves llegan a desarrollar completamente su resistencia debido a su rotura secuencial. Así, Zhou recomienda la introducción de coeficientes correctores en la formulación de la AASHTO para el caso de juntas secas con múltiples llaves conjugadas, aunque no propone ningún valor concreto.

Turmo en su tesis doctoral [53] describe los ensayos realizados por el grupo de puentes de Barcelona. Se ensayaron a cortante ocho paneles de hormigón, de los cuales cuatro eran reforzados con fibras de acero. Se estudiaron distintas configuraciones de juntas, lisas y con llaves múltiples, para medir los diferentes parámetros de los que depende la resistencia de la junta. En la Figura 6 se representa el ensayo de junta cerrada que es el que interesa para el caso que nos ocupa.

Entre los objetivos de la campaña experimental se encontraba también la verificación de la hipótesis de que la resistencia se alcanza simultáneamente en todas las llaves de manera que la resistencia de la junta es la suma de la resistencia de cada llave.

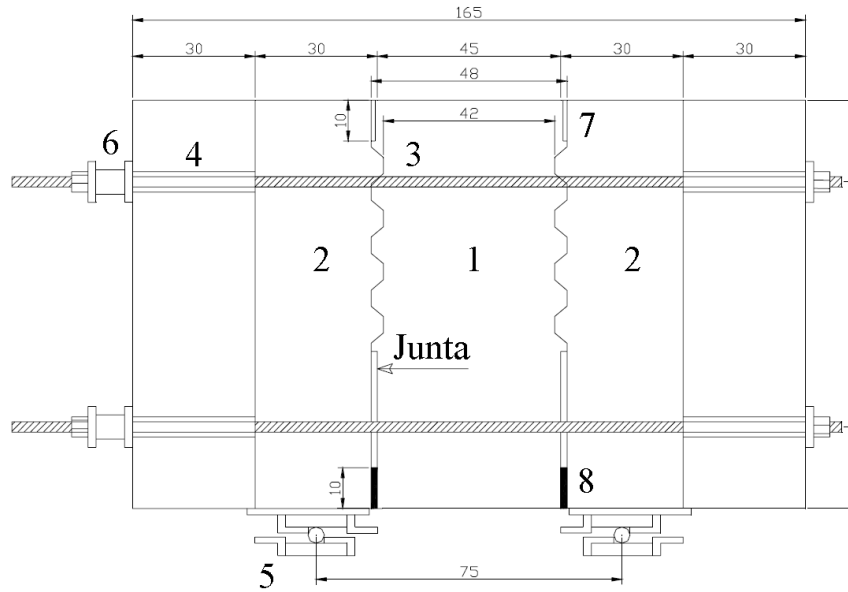


Figura 6. Configuración del ensayo de paneles de junta cerrada con llaves realizado por Turmo [53]

La fuerza de pretensado se aplicó mediante barras de pretensado no embebidas en la sección de hormigón. Sin embargo, el pretensado en este caso se dimensionó para evitar la apertura de las juntas para las cargas del ensayo, por lo que solo se aplicó un valor de la fuerza de pretensado.

La fisuración observada en las llaves es variada, respondiendo a patrones que hacen sospechar según el autor un exceso de tensiones normales, un exceso de tensiones tangenciales o unas elevadas flexiones locales en las llaves. Se observa que en los momentos previos a la rotura las llaves presentan un estado de fisuración muy avanzado, lo cual no les impide seguir transmitiendo carga, por lo que se puede admitir una redistribución de esfuerzos últimos en la junta, proporcional a las resistencias de cada llave, que dependen del nivel de compresiones al que se ven sometidas.

Roberts [38] participa en un proyecto de investigación que surge por la necesidad de profundizar en el comportamiento de puentes de dovelas en diversos aspectos, y mejorar la guía de especificaciones para el diseño y construcción de puentes de dovelas de hormigón de la AASHTO de 1989. Para ello, se realizó un estudio sobre el terreno de varios tramos del proyecto San Antonio "Y", en el que la mayoría de las estructuras elevadas eran puentes de dovelas de hormigón postensado de sección cajón con tendones internos y externos, y erigidos utilizando técnicas vano a vano. Se monitorizaron varios vanos en distintas fases de la construcción y posteriormente bajo cargas de uso incluso a largo plazo.

Entre otros aspectos del comportamiento de los puentes de dovelas, se estudió el comportamiento de las juntas entre dovelas. En las recomendaciones de la AASHTO de 1989 no existía ninguna fórmula para el cálculo de la resistencia a cortante de las juntas con llaves, por lo que Roberts indica que cuando se dispongan juntas secas con llaves deberá calcularse la resistencia de la junta que dependerá de la resistencia a tracción del hormigón, la geometría de las llaves y el nivel de compresión al que esté sometida la junta.

Teniendo en cuenta los ensayos experimentales realizados previamente por otros autores [9, 37] y los desarrollos teóricos [28] (válidos para hormigones de resistencias comprendidas entre 28 MPa y 55 MPa sometidos a compresiones de entre 0.7 MPa y 7 MPa) propone un método para calcular la resistencia de las juntas que posteriormente será incluido en las recomendaciones de la AASHTO de 1999 [1]. Aun así, indica que deben realizarse más estudios experimentales para confirmar la validez de la fórmula presentada.

Wasaka [59] realiza un estudio experimental sobre nueve vigas en voladizos en las que actúa un momento y un cortante simultáneamente, y propone una fórmula para el cálculo de la resistencia a cortante. La fuerza de pretensado es la misma en todos los casos y cada caso tiene una configuración diferente, con pretensado exterior e interior, con y sin llaves, y en algunos casos las llaves estaban armadas [33]. En los resultados experimentales la rotura en el caso que nos ocupa (llaves sin armar y pretensado exterior) se produce por fisuración diagonal por cortante, no por rotura total de las llaves (ver Figura 7).

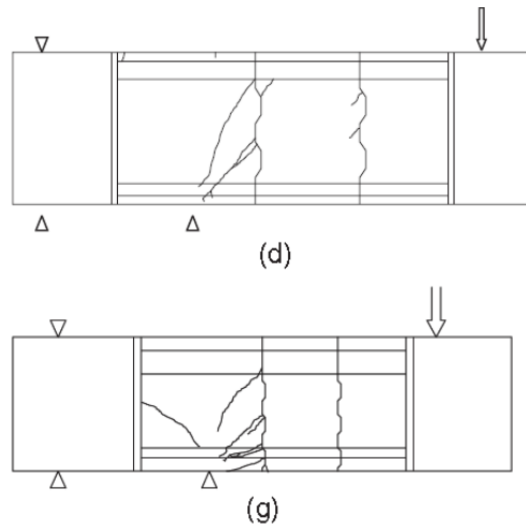


Figura 7. Patrones de grietas en la situación de fallo por cortante en el caso de llaves sin armar y pretensado exterior de los estudios realizados por Wasaka [59]

Saibabu [48] realiza un ensayo experimental a escala de dos puentes de dovelas pretensadas de sección cajón, uno con juntas secas con llaves y otro con resina epoxy, sometidos a carga estática y cíclica. En primer lugar, se aplica la carga de servicio y aparecen las primeras grietas, y posteriormente la carga cíclica, controlada en desplazamiento y de amplitud creciente hasta el fallo de la estructura. Se observa que las grietas se cierran completamente en la primera descarga y no queda flecha residual. Sin embargo, conforme se aplican más ciclos de carga, la flecha residual va aumentando y la estructura va perdiendo rigidez hasta el fallo. Se observa cómo el fallo se produce por compresión del hormigón en la parte superior de las dovelas centrales, y no se produce el fallo de ninguna junta a pesar de ser sometidas a repetidas aperturas y cierre en los sucesivos ciclos de carga, siendo el desplazamiento vertical relativo entre dovelas muy pequeño.

Por último, podemos encontrar las investigaciones realizadas recientemente por Yang [60] en las que realiza un ensayo de junta con una llave para diferentes profundidades de la llave (10 mm y 20 mm) y distintos ángulo de la llave (45°, 60° y 70°). Las dimensiones de la pieza ensayada pueden verse en la Figura 8.

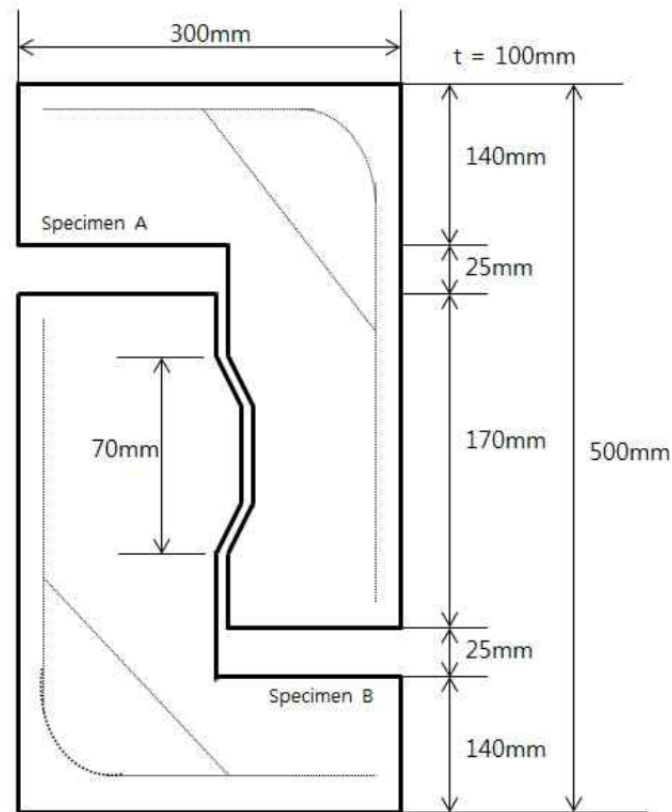


Figura 8. Configuración del ensayo de junta con una llave realizado por Yang [60] con profundidad y ángulo de llave variable

Los resultados muestran que la resistencia de la junta aumenta conforme el ángulo de las llaves aumenta desde 45° hasta 70° . También aumenta la resistencia de la llave con la fuerza de pretensado.

2.2 MODELOS NUMÉRICOS

Se han llevado a cabo distintos modelos numéricos entre los que cabe destacar el modelo de elementos finitos tridimensional realizado por Rombach del puente de dovelas de Bangkok, llamado Second Stage Expressway System (ver Figura 9), uno de los puentes de dovelas más

grandes del mundo [41], eligiendo este puente porque de él se tenían resultados experimentales de ensayos a escala real [52]. En primer lugar, realiza un modelo en el que se permite la apertura de las juntas pero no se incluye la geometría de las llaves, modelizando las juntas entre dovelas como planas. Para validar el modelo, sustituye solamente una de las juntas planas por una junta modelizada con la geometría de las llaves, como se muestra en la Figura 10. Concluye que solo para el caso en el que la estructura esté sometida a un momento puro, puede modelizarse la junta como plana.

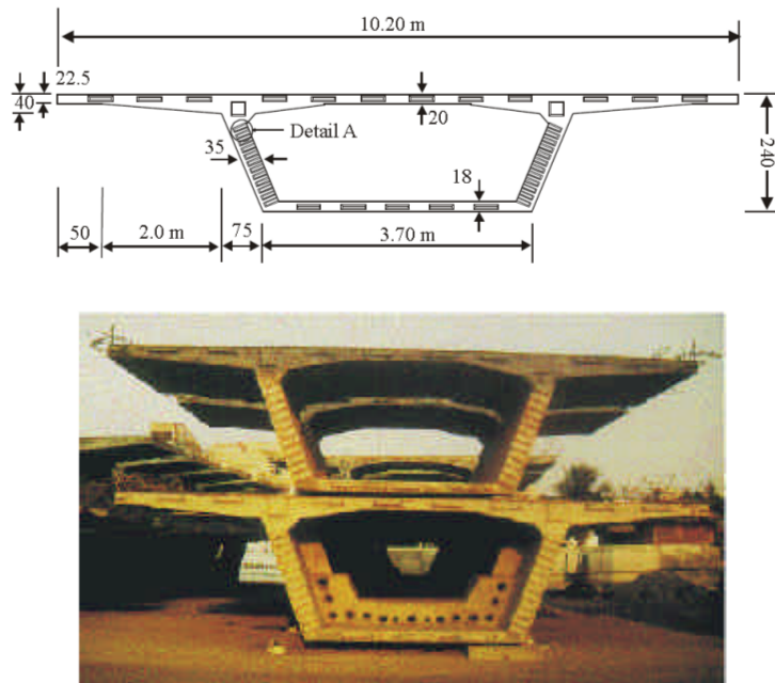


Figura 9. Geometría de las dovelas del puente Second Stage Expressway System modelizado por Rombach [41]

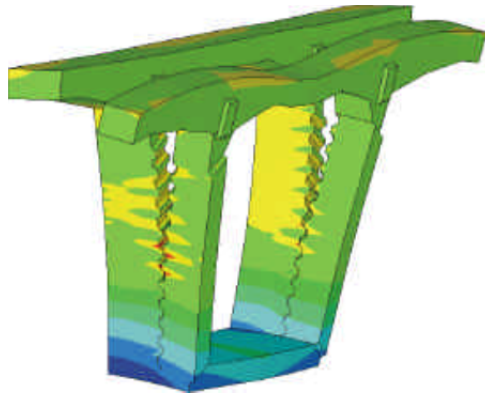


Figura 10. Junta modelizada por Rombach [41] incluyendo la geometría de las llaves

Además, realiza un ensayo experimental de junta con una llave que utiliza para validar un modelo numérico del ensayo de junta con una llave que después aplicará al caso de varias llaves. Comparando con los resultados derivados de la formulación de la AASHTO, muestra que esta está del lado de la inseguridad para fuerzas de pretensado altas. Sin embargo, señala que la normativa alemana no considera la capacidad a cortante de las llaves por lo que, al contrario que la AASHTO, subestima la capacidad a cortante de la junta. Finalmente, concluye que sería necesario un estudio numérico más profundo para encontrar un modelo adecuado para el diseño de las juntas entre dovelas.

Posteriormente, realiza otra investigación en la que estudia el comportamiento de este tipo de puentes ante solicitaciones combinadas de flexión, torsión y cortante, teniendo en cuenta las posibles condiciones de apoyo [39]. El autor señala que una de las ventajas de modelizar las llaves geométricamente es poder obtener resultados con respecto al comportamiento no lineal de la junta abierta. Además concluye que resulta de vital importancia en el estudio del comportamiento de la junta a torsión.

Indica también que se ha realizado el ensayo similar al descrito en [11] para el caso de llaves múltiples (de una a tres llaves) para poder calibrar el modelo numérico, y que posteriormente se ha realizado un estudio paramétrico con el modelo numérico para diferentes geometrías de las llaves y propiedades del hormigón [40], proponiendo una nueva fórmula

para el cálculo de la resistencia de la junta a cortante con llaves. Una de las conclusiones a las que llega es que como en dicho ensayo el fallo de la llave se produce para un desplazamiento relativo vertical de tan solo 0.3 – 0.5 mm, si las imperfecciones de la superficie hacen que la separación entre las dos superficies de una llave sea mayor de ese valor, la llave no aportará resistencia a la junta. Es por ello que en la práctica las dovelas se hormigonan una contra la siguiente, para garantizar un acoplamiento perfecto y que ambas superficies estén completamente en contacto. En estos trabajos se presenta poca información sobre los parámetros utilizados y las características del modelo, así como de las propiedades del material.

Turmo realiza una tesis en la que estudia el comportamiento de los puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca, haciendo especial hincapié en su capacidad resistente a cortante [53]. Después de una investigación bibliográfica y de la realización de una serie de ensayos de cortante sobre paneles y vigas de hormigón para evaluar la capacidad resistente de las juntas secas para estudiar la transmisión de cortante en juntas conjugadas, Turmo realiza un modelo de elementos finitos que reproduce los resultados obtenidos en el laboratorio de los ensayos sobre paneles y vigas, y diseña además un modelo de junta plana para el análisis de puentes completos, sin necesidad de modelizar las juntas con su geometría, con la ventaja que conlleva un modelo sencillo.

En primer lugar, realiza un modelo en el que modeliza la unión entre dovelas con elementos tipo junta (interface elements) a los que se le da una ley de comportamiento de rozamiento coulombiano. El hormigón es modelizado como elástico y lineal en compresión y como no lineal en tracción, mediante tres modelos diferentes: un modelo de plasticidad (Rankine) y dos modelos de fisuración distribuida (“Multi-Directional Cracked Fixed Model” y “Total Strain Crack Model”).

En el modelo de plasticidad, una vez superado el criterio de plastificación en el que las tensiones de tracción son mayores que la resistencia a tracción del hormigón, la relación tensión-deformación responde a una curva exponencial decreciente definida en función de la energía de fractura G_f . La resistencia a tracción y la energía de fractura se calculan mediante las fórmulas de la EHE 1998 y Código modelo 1990 [16, 24].

La característica fundamental del modelo “Multi-Directional Cracked Fixed Model” es que la deformación total ε se descompone en una deformación elástica ε^e y una deformación de fisuración ε^{ck} de manera que:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{ck} \quad (1)$$

Esta descomposición de la deformación permite simular la aparición simultánea de varias fisuras en un mismo punto. En cada fisura i existe una deformación ε^{ck_i} en un sistema de coordenadas locales alineado con la fisura, estando desacoplado el comportamiento de las distintas fisuras. Es más, las tensiones normales y tangenciales en la fisura también están desacopladas. En concreto, la relación tensión-deformación en la dirección normal responde a una curva exponencial decreciente, mientras que en la dirección tangencial la disminución del módulo de elasticidad transversal tras la fisuración es de un 80%.

En el modelo “Total Strain Crack Model” se relacionan las deformaciones totales con las tensiones, en un sistema de coordenadas que se fija después de la fisuración. Como en el modelo “Multi-Directional Cracked Fixed Model”, también pueden aparecer varias fisuras en un mismo punto. En este modelo el deterioro del material debido a la fisuración se va acumulando mediante unas variables internas de daño. Para simular el comportamiento a tracción se usa una curva de ablandamiento exponencial decreciente función de la energía de fractura G_f . La rigidez a cortante tras la fisuración se reduce de manera similar al “Multi-Directional Cracked Fixed Model”.

En el modelo del ensayo de los paneles se modelizaron las juntas y las llaves con su geometría. El panel fue cargado con una carga puntual actuando en su parte superior, interponiendo una placa suficientemente rígida para distribuir la carga en su superficie de aplicación. El pretensado se introdujo como fuerzas externas actuando en los anclajes.

Los resultados de los análisis de ensayos de junta cerrada con respecto a las tensiones tangenciales medias en el seno de cada llave muestran cómo la contribución de cada llave de la junta a la transferencia de cortante es prácticamente idéntica e independiente de su ubicación, siendo la contribución de las llaves significativamente mayor que la de las zonas lisas

entre las mismas, para el nivel de tensiones normales existentes en estos ensayos (aproximadamente 2 MPa). De hecho, los resultados numéricos muestran que el deslizamiento entre las caras de la junta se produce en las primeras fases de carga, no pudiendo por tanto transmitir más tensiones tangenciales la parte lisa de la junta, siendo el apoyo entre llaves el que absorbe el incremento de carga. Según estos ensayos numéricos, a través de las llaves se transmite un 95% del cortante último.

CAPÍTULO 3.

DISTINTA FORMULACIÓN PARA LA RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS JUNTAS CON LLAVES POSTENSADAS

La transferencia de cortante a través de las juntas es un tema complejo. La teoría universalmente aceptada propone que el cortante se transmite a través de las juntas se produce por dos mecanismos diferentes: uno debido a las fuerzas de rozamiento y el otro debido a la existencia de las llaves [53].

El primero es debido a las fuerzas de rozamiento entre superficies planas comprimidas que intentan deslizarse, apareciendo en la junta una fuerza que impide el deslizamiento y contribuye a resistir el cortante. Esta fuerza es directamente proporcional a la compresión que actúa en estas superficies. El coeficiente de proporcionalidad es un coeficiente de rozamiento (μ_l). La resistencia a cortante debida a este mecanismo es:

$$V_{ul} = A_c \sigma_n \mu_l \quad (2)$$

Siendo:

V_{ul} Resistencia a cortante debida a las fuerzas de rozamiento (N)

A_c Área comprimida del plano de la junta sin llaves (mm²)

σ_n Tensión de compresión en la junta (MPa)

μ_l Coeficiente de rozamiento

El segundo, recoge el efecto del apoyo de las llaves conjugadas que, cuando están en contacto, transmiten el cortante como hormigón en masa, ya que al ser de pequeño tamaño no suelen ir armadas. La resistencia a cortante por unidad de área debida a este fenómeno se llama cohesión (c). Si además estas llaves están comprimidas, se incrementa la tensión tangencial última de estas pequeñas ménsulas de hormigón en masa proporcionalmente a la tensión de compresión. A este factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de rozamiento interno (μ_2). La resistencia a cortante que aportan las llaves conjugadas se calcula como:

$$V_{u2} = A_k (\mu_2 \sigma_n + c) \quad (3)$$

Siendo:

V_{u2} Resistencia a cortante debida a la presencia de las llaves (N)

A_k Área de las llaves en la junta (mm^2)

μ_2 Coeficiente de rozamiento interno

c Cohesión

Finalmente, la resistencia a cortante de las juntas abiertas sería la suma de las dos:

$$V_j = A_c \sigma_n \mu_1 + A_k (\mu_2 \sigma_n + c) \quad (4)$$

V_j Resistencia a cortante de las juntas secas con llaves (N)

No obstante, existen diversas propuestas para los valores de los distintos coeficientes, e incluso formulaciones diferentes. Aquí se resumen algunas de las más importantes.

Con respecto a la normativa española, se tiene la fórmula propuesta por las recomendaciones de la Asociación Técnica Española del Pretensado [7]. Dicha fórmula depende del área total de la junta, sin distinguir la resistencia aportada por las llaves:

$$V_u = A_{junta} (1.14 \sigma_n + 0.0564 \sqrt{f_{cd}}) \quad (5)$$

Siendo:

V_u Resistencia última a cortante de las juntas secas con llaves (N)

A_{junta} Área del plano de la junta (mm^2)

f_{cd} Resistencia de cálculo a compresión del hormigón (MPa)

La resistencia al deslizamiento que desarrollan dos superficies es función de las protuberancias e imperfecciones que tienen y las que se encuentran en contacto. El coeficiente de rozamiento dependerá de la rugosidad de las superficies, pero si de alguna manera estas imperfecciones se ven aplastadas por altas tensiones de confinamiento, el coeficiente de rozamiento podría disminuir. Para juntas no encoladas se recomienda minorar la resistencia a compresión del hormigón un 15%, para tener en cuenta el efecto de un posible contacto irregular entre ambas superficies.

Por otro lado, en la normativa americana, la formulación propuesta por la AASHTO [1] establece que la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves se calcula como la resistencia del área con llaves más la resistencia de la parte plana de la junta:

$$V_n = A_k \sqrt{f_{ck}} (0.2048 \sigma_n + 0.9961) + 0.6 A_{sm} \sigma_n \quad (6)$$

Siendo:

V_n Resistencia nominal a cortante de las juntas secas con llaves (N)

A_k Área de la base de las llaves en el plano de la junta (mm^2)

A_{sm} Área de contacto sin llaves en el plano de la junta (mm^2)

f_{ck} Resistencia característica a compresión del hormigón (MPa) (que corresponde a f_c' en [1])

Esta fórmula fue propuesta por Roberts [38, 53] para evaluar la resistencia a cortante de las juntas conjugadas de hormigones de resistencias comprendidas entre 28 MPa y 55 MPa sometidos a compresiones de entre 0.7 MPa y 7 MPa, basándose en los desarrollos teóricos realizados por Mattock [28] y confirmando su validez comparando con resultados de los

ensayos experimentales realizados previamente por Koseki y Breen [37] y por Bakhoun, Buyukozturk y Beattie [9].

Para las juntas con llaves conjugadas, Bakhoun [8] realiza una serie de ensayos con probetas de una sola llave, de cuyos resultados propone la siguiente fórmula para el cálculo de la resistencia con llaves:

$$V_u = A_{junta} (1.36 \sigma_n + 0.647 \sqrt{f_{ck}}) \quad (7)$$

Turmo [55] realizó un estudio pormenorizado de la diversa formulación propuesta por distintos autores, así como de los resultados experimentales disponibles en la bibliografía, comparando dichos resultados con la resistencia calculada por las diversas fórmulas, incluida la fórmula de las recomendaciones españolas [7] y de la normativa americana [1]. Así, propuso la siguiente fórmula para el eurocódigo, basada en la fórmula de la AASHTO que es la que mejor se ajusta a los resultados [55]:

$$V_n = A_k \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{100} (7 \sigma_n + 33) + 0.6 A_{sm} \sigma_n \quad \text{si} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (8)$$

Rombach [39-41] hizo un análisis del comportamiento de juntas con llaves múltiples mediante un modelo de elementos finitos constatado experimentalmente, y propuso la siguiente fórmula:

$$V_n = 0.14 A_{key} f_{ck} + 0.65 A_{joint} \sigma_n \quad (9)$$

Siendo:

A_{joint} Área del plano de la junta en compresión (mm²)

A_{key} Área mínima de la base de las llaves en el plano de la junta (mm²)

Cabe destacar cómo el autor resalta que el área de la base de las llaves a tener en cuenta es la mínima de las dos posibles superficies de fallo, como puede verse en la Figura 11.

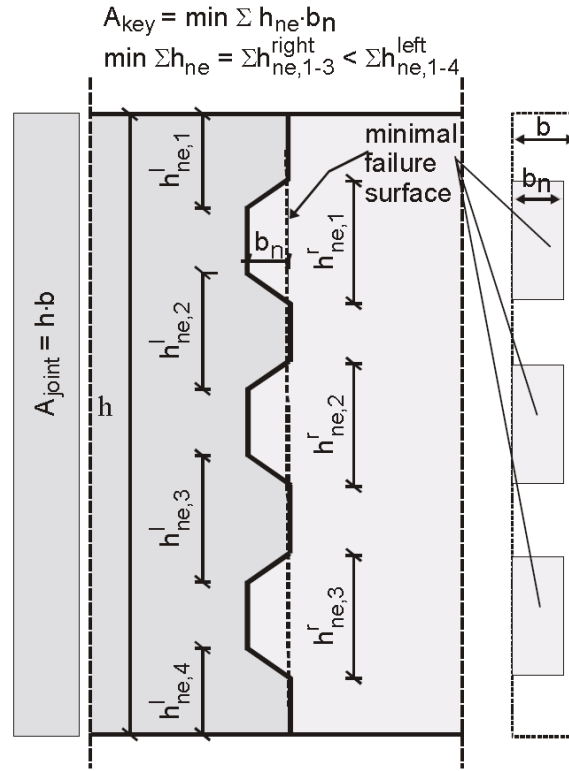


Figura 11. Cálculo del área mínima de la base de las llaves en el plano de fallo [39-41]

Además, la altura de las llaves h_{ne} debe cumplir la condición

$$h_{ne} \leq 6 b_n \quad (10)$$

Siendo:

h_{ne} Altura de las llaves (mm)

b_n Ancho de las llaves (mm)

Para las juntas con varias llaves estas ecuaciones constituyen un límite superior de resistencia porque implican una distribución uniforme de la tensión tangencial y que las llaves de cortante alcanzan y mantienen su resistencia hasta que todas las llaves se han roto, no teniendo en cuenta la posibilidad de un fallo progresivo de las llaves [11].

Fouré distingue entre la resistencia a cortante de las llaves comprimidas y la de las llaves en contacto físico pero no comprimidas y propone la siguiente ecuación para evaluar la capacidad de las juntas [53]:

$$V_u = A_c \sigma_n \mu_l + A_{kc} (\mu_2 \sigma_n + c) + A_{kt} c \quad (11)$$

Siendo para el rango de tensiones normales $\sigma_n < 0.1 \cdot f_{ck}$:

$$\mu_2 = 0.5 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \quad c = 0.5 \cdot f_{ct}$$

A_{kc} Área de llaves comprimida (mm²)

A_{kt} Área de llaves no comprimida (mm²)

f_{ct} Resistencia del hormigón a la tracción

Wasaka [59] propone una fórmula para el cálculo de la resistencia a cortante basándose en ensayos experimentales sobre nueve vigas en voladizo en las que actúa un momento y un cortante simultáneamente. Sin embargo, la fuerza de pretensado es la misma en todos los casos y cada caso tiene una configuración diferente, con pretensado exterior e interior, con y sin llaves, y en algunos casos las llaves estaban armadas.

La resistencia a cortante según Wasaka sería el menor valor de las siguientes dos fórmulas:

Fórmula para la zona A (zona sin llaves en compresión)

$$V_{u1} = 0.45 A_c \sigma_n \quad (12)$$

Fórmula para la zona B (zona con llaves)

$$V_{u2} = A_{junta} \sqrt{f_{ct}^2 - f_{ct} \sigma_n} + S_s \quad (13)$$

Siendo:

A_c Área comprimida del plano de la junta sin llaves (mm²)

S_s Resistencia a cortante aportada por los estribos (N)

Finalmente, la Asociación Japonesa de Hormigón Pretensado, propone para el caso de estructuras de dovelas prefabricadas con pretensado exterior que la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves se calcule como la suma de la resistencia aportada por las llaves más la resistencia debida a la fricción de la parte plana de la junta [33, 59] siendo, para el caso de junta comprimida:

$$V_n = 0.45 A_{junta} \sqrt{f_{cd}} \sqrt{\frac{\sigma_n}{2}} + 0.1 A_k f_{cd} \quad (14)$$

PARTE 2

Esta segunda parte tiene por objeto la realización de un modelo de elementos finitos que permita profundizar en el conocimiento del comportamiento en fractura de las juntas secas con llaves postensadas y obtener resultados que puedan ser comparados con la normativa y las fórmulas disponibles actualmente en la bibliografía que, como se ha indicado en la primera parte, dan lugar a resultados muy dispares.

Se realiza en primer lugar un modelo en Abaqus con el que se obtiene una fórmula de ajuste de los resultados numéricos para la estimación de la resistencia a cortante de las juntas secas postensadas con llaves en función del nivel de pretensado y del número de llaves. Los valores obtenidos se comparan con la formulación existente.

Dadas las limitaciones del modelo de Abaqus, como no poder usar en el mismo elemento un modelo de material que permitiera incluir un comportamiento no lineal en compresión y tracción simultáneamente, y la necesidad de incluir un factor de retención de cortante que afecta significativamente a los resultados y del que se tiene poca información, se considera necesario corroborar los resultados con otro programa que no tenga dichas limitaciones. Esto es posible con el programa Diana, ya que dispone de un modelo de grieta giratoria en el que no es necesario incluir el factor de retención de cortante y permite además modelizar el hormigón como no lineal en tracción y en compresión en el mismo elemento.

Finalmente, se aplica el análisis secuencial lineal (SLA) en el que se evitan los problemas de convergencia típicos de estructuras frágiles como son las juntas entre dovelas de hormigón sometidas a cortante. Este método permite el estudio post-pico incluyendo snap-backs, que no era posible con los programas anteriores, por lo que además de corroborar los resultados anteriores con respecto a la fuerza máxima resistida por la junta, es posible avanzar en el conocimiento del comportamiento post-pico de las juntas.

CAPÍTULO 4.

ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS

4.1 MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL BRITTLE CRACKING

4.1.1 INTRODUCCIÓN

El modelo de material de estudio considerado en este capítulo es el llamado “Brittle Cracking” [2]. Es un modelo para el hormigón disponible en Abaqus/Explicit que permite modelizar el hormigón en aplicaciones en las que el comportamiento es principalmente a tracción (con grietas). El comportamiento a compresión del hormigón se modeliza siempre como elástico y lineal, por ello su uso se recomienda en problemas en los que se conoce que el fallo se producirá por tracción y no por compresión.

El hormigón presenta principalmente dos modos primarios de comportamiento: un modo frágil en el que las microgrietas que aparecen se unen para formar macrogrietas, representando zonas de deformación muy localizadas; y un modo dúctil, en el que las microgrietas se desarrollan de una manera más o menos uniforme en el material, dando lugar a deformaciones no localizadas.

El comportamiento frágil está asociado con la aparición de grietas y con mecanismos de fractura a cortante y en modo mixto, que se observan

ante estados de tensiones de tracción, o de tracción-compresión, y generalmente implica el ablandamiento del material.

El comportamiento dúctil está asociado con la microfisuración distribuida que se observa principalmente bajo estados de tensiones de compresión, y normalmente implica un endurecimiento del material.

El modelo de material Brittle Cracking solo modeliza el comportamiento frágil del hormigón. Aunque esto suponga una gran simplificación, hay muchas aplicaciones donde solo el comportamiento frágil del hormigón es significativo, y, por tanto, la suposición de que el material permanece en el rango elástico y lineal en compresión, está justificada en estos casos.

Es un modelo de fisuración distribuida [10]. En este modelo, no se calculan directamente las macrogrietas, sino que estas son introducidas en el cálculo a través del efecto que producen en las tensiones y en la rigidez del material en una determinada dirección. La anisotropía producida por las grietas sí es tomada en cuenta.

4.1.2 DIRECCIÓN DE CRECIMIENTO DE LAS GRIETAS

En la bibliografía [46], es posible encontrar tres modelos de cálculo de la dirección de las grietas:

- Grieta fija. La dirección normal a la primera grieta está alineada con la dirección de tensión principal máxima de tracción en el momento de la iniciación de grieta. El modelo tiene memoria de esta dirección de grieta, y las siguientes grietas en el punto en consideración solo pueden formarse en direcciones ortogonales a la primera.
- Grieta giratoria. En este modelo solo puede formarse una grieta en cada punto, alineada con la dirección de tensión principal máxima de tracción, y dicha grieta gira con las direcciones de los ejes de tensiones principales. Este modelo no tiene memoria de dirección de grietas.

- Grieta multidireccional. Permite la formación de un número cualquiera de grietas en cada punto, de acuerdo con los cambios de dirección experimentados por los ejes de tensiones principales con la evolución de la carga. En la práctica, hay algunas limitaciones sobre el número de grietas permitidas en cada punto. El modelo tiene memoria de todas las direcciones de grietas.

El modelo de grieta multidireccional es el menos popular, principalmente porque el criterio para decidir la formación de nuevas grietas en un mismo punto es de alguna manera arbitrario: se elige un “ángulo umbral”, para prevenir la aparición de grietas que formen un ángulo con las ya existentes menor de dicho valor, pero la elección de este ángulo umbral no se basa en ninguna evidencia física.

En el modelo de grieta giratoria, el concepto de cierre y reapertura de grieta no está bien definido porque la dirección de las grietas puede variar continuamente, y el modelo no memoriza las grietas formadas anteriormente.

El modelo de grieta fija ha sido principalmente criticado por el tratamiento tradicional de la retención de cortante empleado, que hacía que la respuesta obtenida fuera demasiado rígida. Este problema puede resolverse formulando el modelo de la retención de cortante de manera que se asegure que la tensión de cortante tiende a cero a medida que la apertura de grieta aumenta. Esto se explicará después detenidamente.

El modelo de cálculo de dirección de grietas utilizado por Abaqus es el de grieta fija, pudiendo formarse una grieta en cada una de las direcciones principales de cada elemento. Las grietas pueden cerrarse completamente si se aplican tensiones de compresión sobre ellas, y pueden volver a abrirse. Aun así, las grietas no desaparecen, una vez que una grieta se ha formado esta permanece en el resto del cálculo.

4.1.3 MODELO ELÁSTICO-FISURADO PARA EL HORMIGÓN

Los puntos más importantes del modelo son: la descomposición de la velocidad de deformación en elástica y de fisuración, el criterio de fisura-

ción, y la ley de comportamiento del hormigón fisurado. La descomposición de la velocidad de deformación permite, a diferencia de los modelos clásicos de fisuración distribuida, en los que no se realiza dicha descomposición, identificar la parte de deformación debida a la fisuración. La parte del hormigón no fisurada entre grietas se modeliza como lineal, elástica e isotrópica. La naturaleza ortotrópica del material agrietado se introduce en la componente de fisuración del modelo.

La descomposición de la velocidad de deformación es de la siguiente manera:

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck} \quad (15)$$

Siendo:

$d\boldsymbol{\varepsilon}$ Velocidad de deformación mecánica total

$d\boldsymbol{\varepsilon}^{el}$ Velocidad de deformación elástica del hormigón no fisurado

$d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck}$ Velocidad de deformación de fisuración, debida a la apertura de grietas

Es necesario además definir un sistema de referencia local alineado con la dirección de la grieta porque, por ejemplo, la ley de ablandamiento es una función de la apertura de grieta, y para ello es necesario definir la dirección normal a la dirección de la grieta (ver Figura 12).

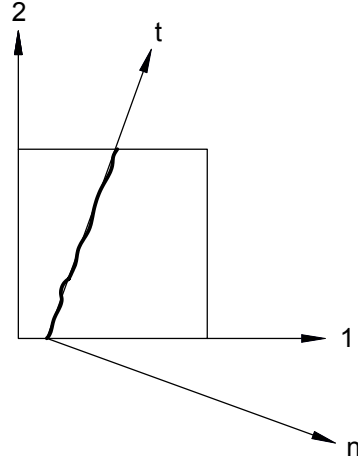


Figura 12. Sistemas de coordenadas globales y locales

Para el caso bidimensional, las deformaciones y las tensiones en ambos sistemas de referencia serían:

Deformaciones en el sistema de referencia global: $\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_{11} \ \varepsilon_{22} \ \gamma_{12}]$

Deformaciones en el sistema de referencia local: $\mathbf{e} = [e_{nn} \ e_{tt} \ g_{nt}]$

Tensiones en el sistema de referencia global: $\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_{11} \ \sigma_{22} \ \sigma_{12}]$

Tensiones en el sistema de referencia local: $\mathbf{t} = [t_{nn} \ t_{tt} \ t_{nt}]$

Las tensiones en las grietas estarían en función de las deformaciones en la grietas. De manera general:

$$\mathbf{t} = f(\mathbf{e}) \quad (16)$$

4.1.4 INICIACIÓN DE LAS GRIETAS

Para detectar la iniciación de las grietas se usa el criterio de Rankine. Las grietas se formarán cuando la tensión principal máxima supere la resistencia a tracción del material. Aunque la detección de la grieta está

basada en un modo de fractura puro en modo I, el modelo de comportamiento del hormigón fisurado incluye consideraciones tanto modo I (ablandamiento del material a tracción) como en modo II (retención de cortante) como se describirá más adelante.

4.1.5 LEY DE ABLANDAMIENTO EN TRACCIÓN

La ley de comportamiento del hormigón fisurado en la dirección perpendicular a la grieta está basada en el modelo de Hillerborg [27]. Es una ley de ablandamiento en la que, una vez alcanzada la resistencia a tracción del hormigón f_t , este se fisura, y la tensión en la dirección normal a la grieta no disminuye bruscamente a cero, sino que disminuye suavemente conforme aumenta la apertura de la grieta, hasta que, a cierto valor de la apertura de grieta, u_{nu} , alcanza la tensión cero (ver Figura 13). La energía de fractura requerida para formar una unidad de superficie de grieta en modo I, G_f^I , es considerada una propiedad del material, y representa el área encerrada bajo la curva de ablandamiento tensión-apertura de grieta. Asumir que la energía de fractura es una propiedad del material, implica que la relación tensión-apertura de grieta del hormigón fisurado no depende del tamaño del espécimen.

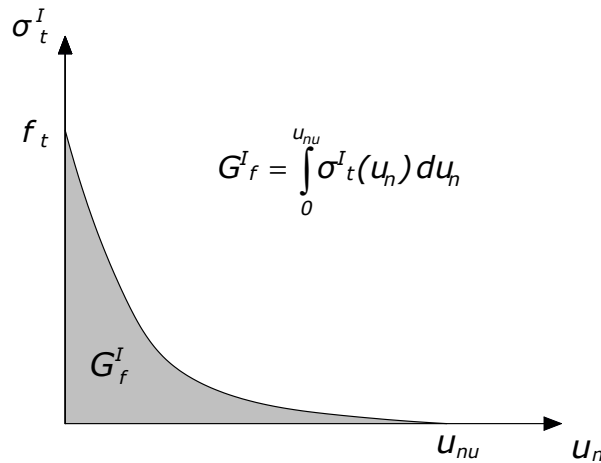


Figura 13. Curva de ablandamiento σ - u y energía de fractura

En Abaqus, la apertura de grieta u_n^{ch} se calcula de la siguiente manera:

$$u_n^{ck} = e_{nn}^{ck} h \quad (17)$$

Donde h es la longitud característica del elemento, que está basada en la geometría del elemento: para elementos lineales, es la longitud del elemento; para elementos planos, es la raíz cuadrada del área del elemento; para sólidos es la raíz cúbica de su volumen. Está definida de esta manera porque no se sabe la dirección en la que se formarán las grietas a priori, por tanto no se puede elegir una determinada dirección para calcular la longitud característica. Los elementos con una relación de aspecto grande, presentarán un comportamiento diferente dependiendo de la dirección en la que aparezcan las grietas, introduciendo sensibilidad a la malla en este sentido. Por tanto, se recomienda que los elementos de la malla sean lo más cuadrados posible, es decir, que tengan sus lados aproximadamente iguales.

4.1.6 MODELO DE RETENCIÓN DE CORTANTE

La capacidad del hormigón de transmitir tensiones tangenciales también se ve reducida después de la fisuración pero no experimenta una caída brusca hasta cero. La unión de las caras de la grieta, debido principalmente a la interconexión de los áridos, hace que esta mantenga cierta resistencia a cortante.

En un principio, se consideró que el módulo de rigidez a cortante reducido para el hormigón fisurado podría ser un porcentaje del valor inicial, introduciendo el concepto de factor de retención de cortante [2, 46].

$$G_{red} = \beta G \quad (18)$$

G_{red} Módulo de elasticidad transversal reducido

G Módulo de elasticidad transversal inicial

β Factor de retención de cortante

Más adelante, se introdujo en el cálculo la separación de la deformación en dos partes, la debida a la apertura de las grietas ($d\epsilon^{ck}$), y la debida a la deformación de la parte de hormigón no fisurado ($d\epsilon^{el}$):

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck} \quad (19)$$

Esto hace que se necesite por un lado un modelo constitutivo del material no fisurado, y una ley tensión-deformación para la parte fisurada:

$$d\boldsymbol{\sigma} = D^{el} d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} \quad (20)$$

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck} = D^{ck} d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck} \quad (21)$$

estando la primera ecuación expresada en coordenadas globales y la segunda en coordenadas locales orientadas con la dirección de las grietas. D^{el} contiene los módulos de deformación instantáneos del material y D^{ck} relaciona la tensión y deformación en la zona fisurada. En el caso bidimensional esta matriz sería de la forma

$$D^{ck} = \begin{pmatrix} D^I & 0 \\ 0 & D^{II} \end{pmatrix} \quad (22)$$

En el término D^I se incluye la ley de ablandamiento explicada anteriormente y en el término D^{II} el modelo de retención de cortante.

La elección del valor de retención de cortante constante presenta diferentes problemas [51]. En primer lugar, la elección de este factor es arbitraria, pero tiene una gran influencia en el comportamiento del modelo de la estructura, ya que un factor de retención constante alto dará lugar a una resistencia a cortante residual cuando la grieta esté muy abierta que no es real, mientras que un factor de retención bajo puede ocasionar problemas de convergencia [19]. En segundo lugar, considerar que el factor de retención de cortante permanece constante durante el proceso de crecimiento de grieta es una simplificación de la realidad que dará lugar a que el factor de retención de cortante esté subestimado cuando la apertura de grieta sea pequeña y sobreestimado cuando sea grande. Por tanto, es fundamental la introducción de un factor de retención de cortante variable [20, 32, 36, 43, 46, 47].

Una fórmula matemática apropiada para D^{II} es la ley potencial propuesta por Rots y Blaauwerdraad [46], que se representa en la Figura 14:

$$D^{II} = \alpha G \quad (23)$$

$$\alpha(e_{nn}^{ck}) = \frac{\left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^p}{1 - \left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^p} \quad (24)$$

Donde

p parámetro del material, indicativo de la forma en que decrece α

e_{max}^{ck} indica la deformación a la que la tensión en la dirección normal a la grieta se hace cero, considerado un parámetro del material

e_{nn}^{ck} es la deformación en la dirección normal a la de la grieta

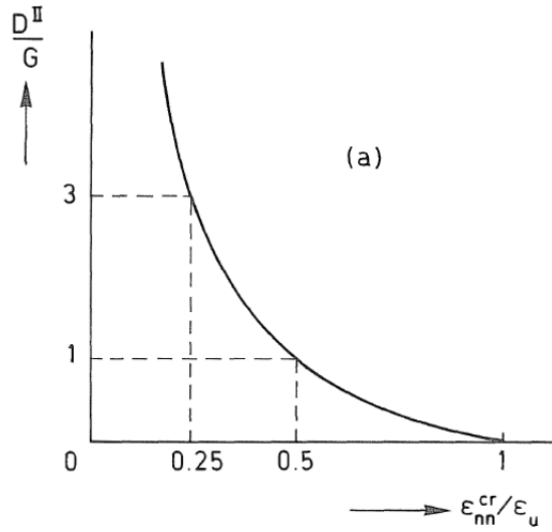


Figura 14. Modelo de retención de cortante propuesto por Rots y Blaauwerdraad [46], para $p=1$

A diferencia del modelo de retención de cortante tradicional, en el que βG estaba asociado a la deformación total, en este modelo αG está relacionado solo con la parte de deformación debida a la fisuración.

Esta fórmula satisface las condiciones:

$\alpha \rightarrow \infty$ cuando $e_{nn}^{ck} \rightarrow 0$, correspondiente al estado no fisurado

$\alpha \rightarrow 0$ cuando $e_{nn}^{ck} \rightarrow e_{max}^{ck}$, correspondiente a la pérdida completa de rigidez a cortante

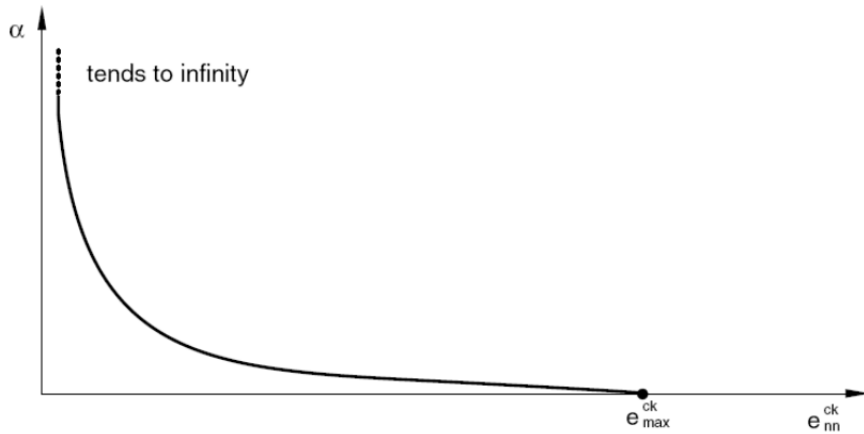


Figura 15. Factor de retención de cortante en función de la apertura de grieta para el modelo Brittle Cracking [2]

En la Figura 15 puede observarse que los límites de α en esta definición son infinito y cero. Sin embargo, en la definición tradicional, en la que no se realiza la descomposición de la deformación del hormigón en la parte elástica y la fisurada, el factor de retención de cortante, β (en Abaqus llamado ρ), toma un valor comprendido entre 0 y 1. La relación entre ambos parámetros es

$$\frac{1}{\rho G} = \frac{1}{G} + \frac{1}{D''} \rightarrow \rho = \frac{\alpha}{\alpha + 1} \quad (25)$$

Como la forma más habitual del modelo de retención de cortante es la tradicional, los valores que son necesarios introducir en Abaqus son de ρ y no de α . Sin embargo, el modelo considerado por Abaqus es la ley potencial explicada anteriormente y no la fórmula tradicional. Por ello, reescribimos la ley de potencia del factor de cortante en función de ρ :

$$\rho(e_{nn}^{ck}) = \left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^p \quad (26)$$

4.1.7 CRITERIO DE FALLO

Finalmente, un punto importante del modelo es la posibilidad de introducir un criterio de fallo de elementos, que permite la eliminación de elementos basándose en un criterio de fractura [2].

Cuando la apertura de la grieta en un elemento alcanza un cierto valor (el criterio de fallo, dado por el usuario) las tensiones se hacen cero y se elimina el elemento de la malla.

Si la ley de ablandamiento ha sido introducida como tensión–deformación, el criterio de fallo es una deformación última, y si la ley de ablandamiento ha sido introducida como tensión–desplazamiento o a través de la energía de fractura, el criterio de fallo es un desplazamiento último.

Como en cada elemento puede aparecer una grieta en cada dirección (con un máximo de tres, en el caso de modelo tridimensional), el criterio de fallo puede establecerse de manera que el elemento sea eliminado cuando una, dos o tres grietas alcance el desplazamiento último. En nuestro caso, por ejemplo, que es bidimensional, si se eligieran dos grietas, el elemento tendría que alcanzar el desplazamiento máximo en las dos direcciones perpendiculares, pero como se sabe que hay una dirección preferente en la que crecerán las grietas, se establece que el elemento sea eliminado cuando se alcance el desplazamiento último en una sola dirección.

La motivación para eliminar estos elementos es que, una vez que el elemento ya no resiste ninguna tensión, puede deformarse demasiado y provocar que el cálculo se pare por excesiva distorsión del elemento. Además, permite visualizar el camino que siguen las grietas.

Sin embargo, que un elemento por estar fisurado no resista más a tracción, no implica que no resista a compresión. Por tanto, no se debe usar el

criterio de fallo si es posible que el elemento pueda ser sometido a compresión, como por ejemplo, con cargas cíclicas.

4.1.8 VALIDACIÓN DEL MODELO DE MATERIAL

Para la validación del modelo de material, se realiza modelo en Abaqus/Explicit correspondiente a un ensayo a flexión en tres puntos sobre una probeta entallada, comparando los resultados con los obtenidos experimentalmente por Cifuentes en el laboratorio de Estructuras de la Escuela Superior de Ingenieros [12-15]. A continuación se adjuntan una fotografía de la probeta durante la realización del ensayo (Figura 16) y un esquema con sus dimensiones (Figura 17). La probeta modelizada en 2-D se representa en la Figura 18. La entalla es de 3 mm de ancho.



Figura 16. Configuración del ensayo a flexión en tres puntos sobre una probeta entallada realizado por Cifuentes [13]

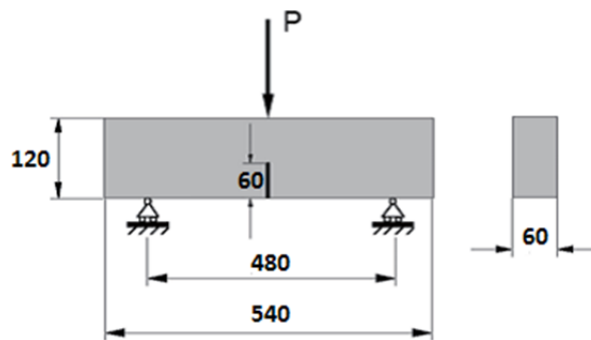


Figura 17. Dimensiones (en mm) de las probetas ensayadas [13]

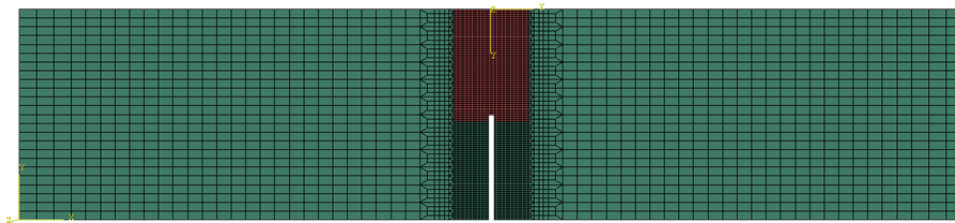


Figura 18. Modelo del ensayo a flexión en tres puntos sobre una probeta entallada

Las condiciones de contorno impiden el desplazamiento vertical en dos puntos de la cara inferior (ver Figura 17) y el desplazamiento horizontal en el punto medio de la cara superior de la probeta.

La carga vertical aplicada se modeliza como un desplazamiento impuesto para obtener la curva completa carga-desplazamiento.

El centro de la probeta (en rojo), ha sido modelizado con el modelo de material Brittle Cracking, que permite incluir las propiedades a tracción del hormigón. El resto se modeliza como un material elástico y lineal, ya que las tensiones son pequeñas en el resto de la probeta.

Las propiedades del material consideradas en el modelo calibradas para la simulación numérica son: resistencia a tracción directa 4.68 MPa, módulo de deformación longitudinal 41.0 GPa, coeficiente de Poisson 0.2 y energía de fractura 58 N/m.

La malla está formada por 6000 elementos. La parte central de la probeta ha sido modelizada con elementos más pequeños, de 1 mm de ancho y 1.25 mm de alto, ya que es la parte donde aparecerán las grietas (ver Figura 18). Su tamaño crece gradualmente hasta elementos de 10 mm de ancho y 5 mm de alto en la zona de los apoyos.

Los elementos utilizados son CPS4R. Son cuadriláteros, 2-D, lineales, de 4 nodos, con 2 grados de libertad por nodo (los desplazamientos en las direcciones 1 y 2). Su formulación es lagrangiana y son elementos de tensión plana, que incluyen además la opción de integración reducida, que evita el bloqueo por cortante.

En la Figura 19 se representa en azul la curva carga-desplazamiento obtenida con el modelo, y en rojo los resultados experimentales. Comparando ambas curvas puede verse la gran precisión del modelo calibrado para predecir el comportamiento de la probeta entallada sometida a flexión en tres puntos, tanto para el valor del pico, como para el comportamiento elástico inicial y la curva post-pico.

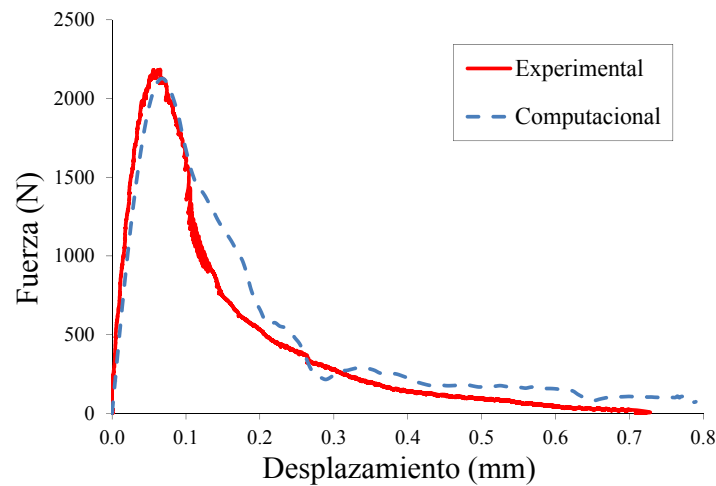


Figura 19. Comparación de los resultados experimentales y numéricos de la curva $P-\delta$ para el ensayo a flexión en tres puntos sobre una probeta entallada [3]

4.2 MODELO DE ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA JUNTA CON LLAVES

4.2.1 INTRODUCCIÓN

Se realiza un modelo de la junta, con una llave y con tres llaves. El modelo realizado reproduce el ensayo de junta a cortante realizado experimentalmente por Zhou [62], con cuyos resultados experimentales será validado el modelo.

4.2.2 GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO

El modelo, en 2-D, consta de dos partes independientes en contacto, que se muestran en la Figura 20 y en la Figura 21 de distinto color. Ambas partes permanecen unidas gracias a las dos fuerzas horizontales que comprimen la junta y simulan la fuerza de pretensado.

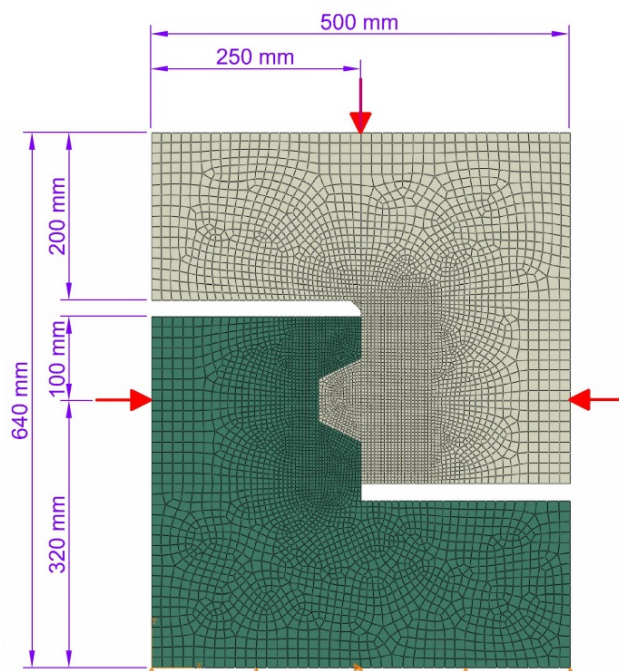


Figura 20. Modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con una llave

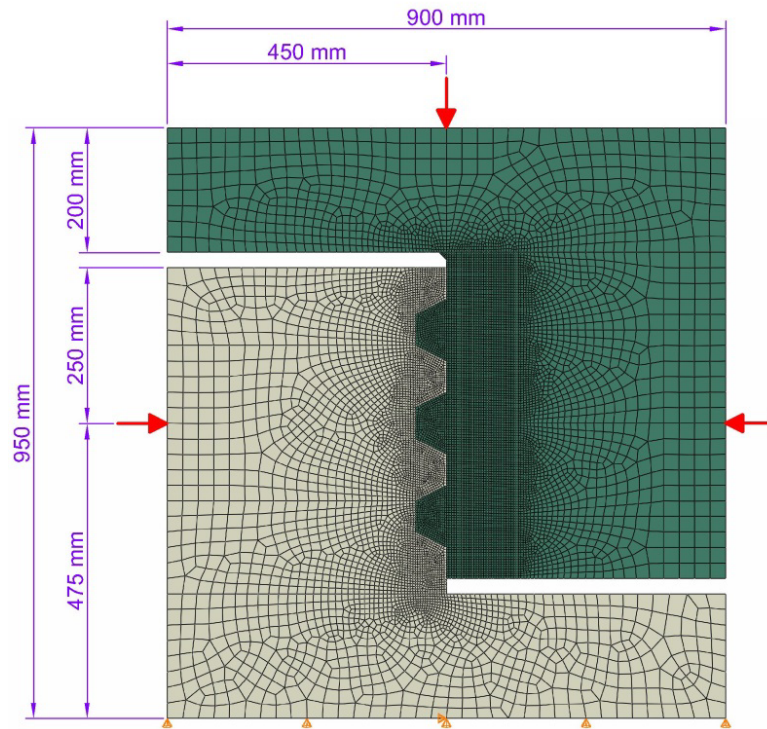


Figura 21. Modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con tres llaves

Las condiciones de contorno aplicadas impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio. La simulación se ha realizado mediante control en desplazamiento. La carga vertical aplicada en la parte superior central se modeliza como un desplazamiento impuesto que crece desde cero hasta el desplazamiento que provoca la rotura total de la junta. Así, se puede obtener la curva completa carga-desplazamiento. La aplicación de las condiciones de contorno y fuerza se realiza en sucesivos pasos de carga.

La geometría de las llaves modelizadas y sus dimensiones se detallan en la Figura 22 para el ensayo a cortante de junta con una llave y en la Figura 23 para el ensayo de tres llaves.

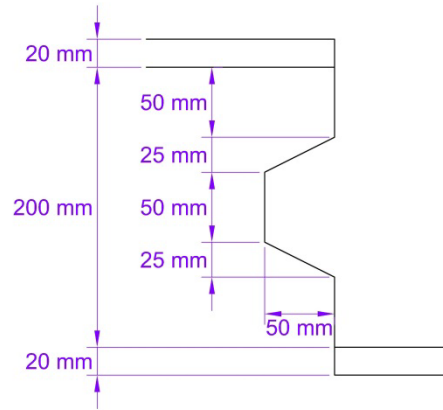


Figura 22. Detalle de la geometría de las llaves en el modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con una llave

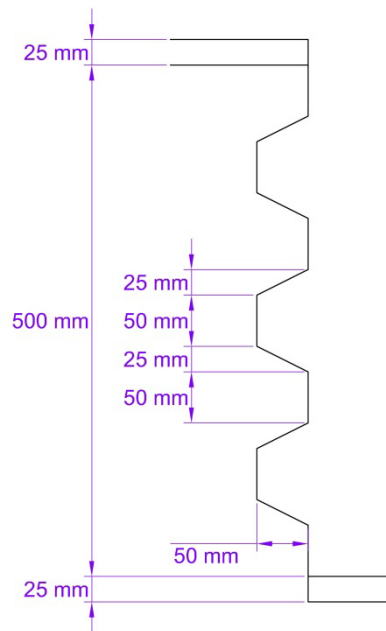


Figura 23. Detalle de la geometría de las llaves en el modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con tres llaves

4.2.3 PROPIEDADES DEL MATERIAL

Los parámetros considerados en el modelo del material son: resistencia a compresión 50 MPa, resistencia a tracción directa 4.5 MPa, módulo de deformación longitudinal 34.4 GPa y energía de fractura 56 N/m. La ley de comportamiento utilizada para definir el comportamiento del hormigón en compresión se basa en el diagrama de Sargin modificado, propuesto en el Eurocódigo 2 [57]. Para definir el comportamiento en tracción se considera una rama de ablandamiento lineal. El modelo de retención de cortante también será lineal.

Se han usado tres modelos distintos de material, representados con distintos colores en la Figura 24:

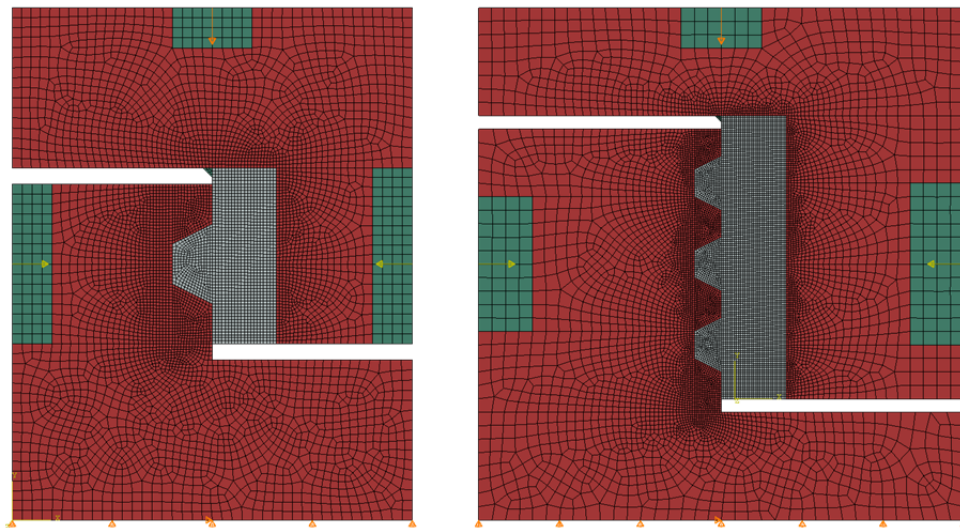


Figura 24. Representación de las partes donde se aplica cada modelo de material para la junta con una llave (izquierda) y tres llaves (derecha)

La llave (en gris), principal objeto de estudio, ha sido modelizada con el modelo de material Brittle Cracking, que permite incluir las propiedades del hormigón a tracción, necesarias para obtener resultados acerca del comportamiento del hormigón ya fracturado y observar la trayectoria que siguen las grietas. Sin embargo, asume que el comportamiento del hormigón a compresión es elástico y lineal. Por ello, la parte del hormigón donde no aparecen grietas (en rojo) se modeliza con un material que in-

cluya el comportamiento a compresión pero no el de tracción. Además, en la zona cercana a la aplicación de la carga (en verde), se aplica un modelo del material elástico y lineal, para evitar que rompa por concentración de tensiones.

4.2.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA

El principal objetivo de la investigación es conseguir obtener la trayectoria seguida por las grietas y reproducir el comportamiento de la junta después de la aparición de las fisuras. Estas grietas aparecerán en las llaves, por tanto conviene discretizar con una malla más fina la zona de las llaves. Los elementos en esa zona serán aproximadamente cuadrados, ya que para utilizar el criterio de fallo en desplazamiento que permite eliminar elementos que ya no resisten a tracción, es recomendable que los elementos sean cuadrados mejor que rectángulos, para que al aparecer la grieta en una dirección o en otra, se aplique siempre el mismo criterio de fallo.

Los elementos más pequeños son cuadrados de 4 mm de lado en ambos modelos, y su tamaño crece gradualmente hasta elementos de 12.5 mm de lado en las zonas más alejadas de la llave en el caso de una llave y de 25 mm en el caso de tres llaves (ver Figura 24).

Los elementos utilizados son CPS4R [2]. Son cuadriláteros, 2-D, lineales, de 4 nodos, con 2 grados de libertad por nodo (los desplazamientos en las direcciones 1 y 2). Su formulación es lagrangiana. Son elementos de tensión plana, que incluyen además la opción de integración reducida, que evita el bloqueo por cortante.

4.2.5 MODELO DE CONTACTO

Para modelizar el contacto en la dirección normal a las superficies se utiliza un modelo de contacto llamado “Hard-contact” [2]. Este implica que:

- No se transmiten tensiones a menos que las superficies estén en contacto

- No se permite que una superficie penetre a la otra
- No hay límite en la tensión de contacto que puede ser transmitida entre las superficies
- No se transmiten tracciones
- Las superficies pueden entrar en contacto y separarse de nuevo

El comportamiento en la dirección tangencial se basa en el modelo de fricción de Coulomb, siendo el coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón utilizado el obtenido experimentalmente por Zhou [62], cuyo valor es $\mu = 0.72$.

Abaqus/Explicit consta de dos métodos de aplicación de las restricciones de contacto. En este modelo se ha aplicado el llamado “Kinematic Contact”, que utiliza un mecanismo predicción/corrección que se explica a continuación.

En primer lugar, en cada incremento del algoritmo, se calcula una predicción del estado cinemático del modelo sin considerar las condiciones de contacto. A continuación, se determina qué nodos de la superficie esclava (una cualquiera de las dos superficies en contacto) de dicha configuración penetran en la otra superficie, llamada maestra. En función de la profundidad de la penetración de cada nodo, de la masa asociada a dicho nodo y del incremento de tiempo, se calcula la fuerza resistente necesaria para impedir la penetración. Para el caso de Hard-contact, esta es la fuerza que, si hubiera sido aplicada al comienzo del incremento de tiempo, habría causado que el nodo de la superficie esclava contactara exactamente con la superficie maestra. En el siguiente paso dichas fuerzas se aplican de manera distribuida en la superficie maestra, y se calculan unas aceleraciones corregidas para los nodos de la superficie maestra, y con estas las aceleraciones corregidas para los nodos esclavos. Aquí acabaría el cálculo si solo una de las dos superficies pudiera penetrar la otra. En caso contrario, se repite el cálculo considerando la superficie maestra como la esclava. El resultado final de las aceleraciones corregidas a aplicar será una combinación lineal de ambas soluciones.

4.2.6 VALIDACIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA JUNTA CON LLAVES

En la Tabla 1 se muestra la comparación de la resistencia de la junta obtenida con el modelo numérico y experimentalmente por Zhou [62] para el caso de junta con una llave, y en la Tabla 2 para el caso de tres llaves.

Tabla 1. Comparación de la resistencia a cortante de la junta con una llave obtenida numérica y experimentalmente

	Modelo numérico			Ensayo experimental			Error (%)		
σ_n (MPa)	1	2	3	1	2	3	1	2	3
V_n (kN)	221	333	373	211	335	360	4.7	0.6	3.6

Tabla 2. Comparación de la resistencia a cortante de la junta con tres llaves obtenida numérica y experimentalmente

	Modelo numérico				Ensayo experimental				Error (%)			
σ_n (MPa)	0.5	1	1.5	2	0.5	1	1.5	2	0.5	1	1.5	2
V_n (kN)	425	573	691	793	392	471	661	740	8.4	21.7	4.5	7.2

El error obtenido en la comparación es en la mayoría de los casos menor al 9%. Solo para el caso de junta con tres llaves y 1 MPa de presión de pretensado el error es del 21.7%. Hay que tener en cuenta que la resistencia característica a compresión del hormigón obtenida experimentalmente de los casos mostrados es de 53.4 MPa de media con un coeficiente de variación del 21%, que afecta significativamente a la resistencia a cortante.

La evolución de las fisuras y los patrones de grietas obtenidos mediante análisis numérico (Figura 25) son muy similares a los experimentales (ver Figura 26 y Figura 27) observándose la rotura sucesiva de las llaves.

En la Figura 25 se representan las tensiones máximas de tracción obtenidas (en MPa) para un estado de agrietamiento próximo al fallo total de la junta. En gris se representan las tensiones de compresión.

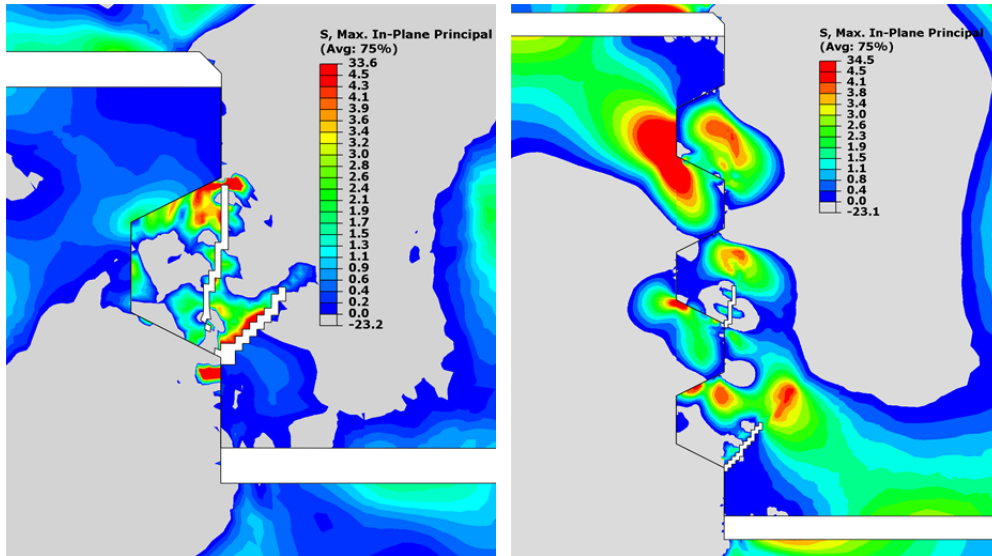


Figura 25. Patrones de grietas obtenidos mediante análisis numérico para el caso de una llave (izquierda) y tres llaves (derecha) [4]

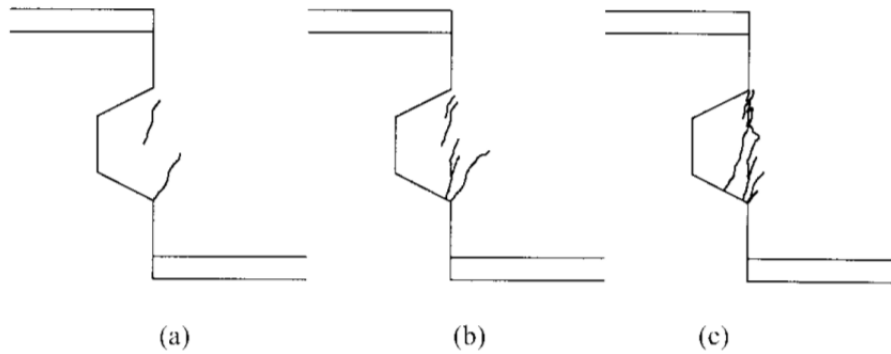


Figura 26. Evolución de las grietas para junta seca con una llave obtenida experimentalmente [62]

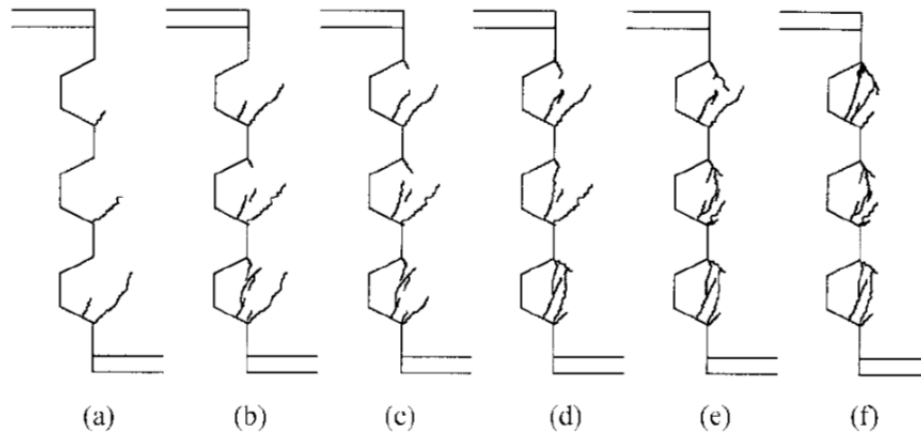


Figura 27. Evolución de las grietas para junta seca con tres llaves obtenida experimentalmente [62]

4.3 ESTUDIO NUMÉRICO DE LA RESISTENCIA A CORTANTE DE JUNTAS CON LLAVES PARA DISTINTO NÚMERO DE LLAVES Y FUERZA DE PRETENSADO

4.3.1 INTRODUCCIÓN

Una vez validado el modelo de junta con llaves, se realiza un estudio numérico de la resistencia de la junta con llaves para distintas presiones de pretensado (1, 2 y 3 MPa) y número de llaves (1, 3, 5 y 7 llaves).

4.3.2 GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO

El modelo, como se explicó en el apartado anterior, consta de dos partes independientes en contacto, que se muestran en la Figura 28 y en la Figura 29 de distinto color. Ambas partes permanecen unidas gracias a las dos fuerzas horizontales que comprimen la junta y simulan la fuerza de pretensado.

Las condiciones de contorno aplicadas impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio. La simulación se ha realizado mediante control en desplazamiento. La carga vertical aplicada en la parte superior central se modeliza como un desplazamiento impuesto que crece desde cero hasta el desplazamiento que provoca la rotura total de la junta.

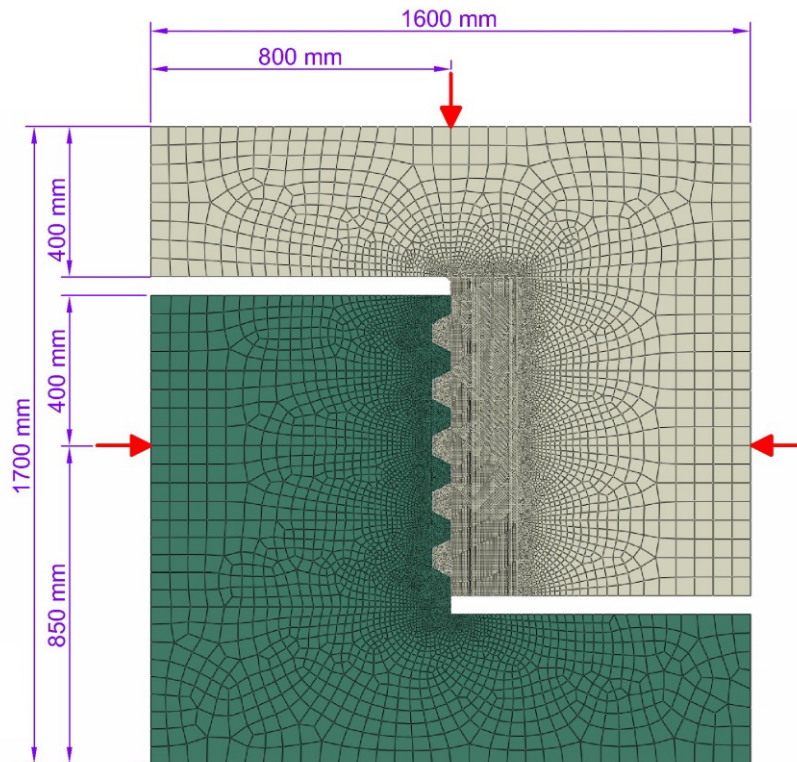


Figura 28. Modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con cinco llaves

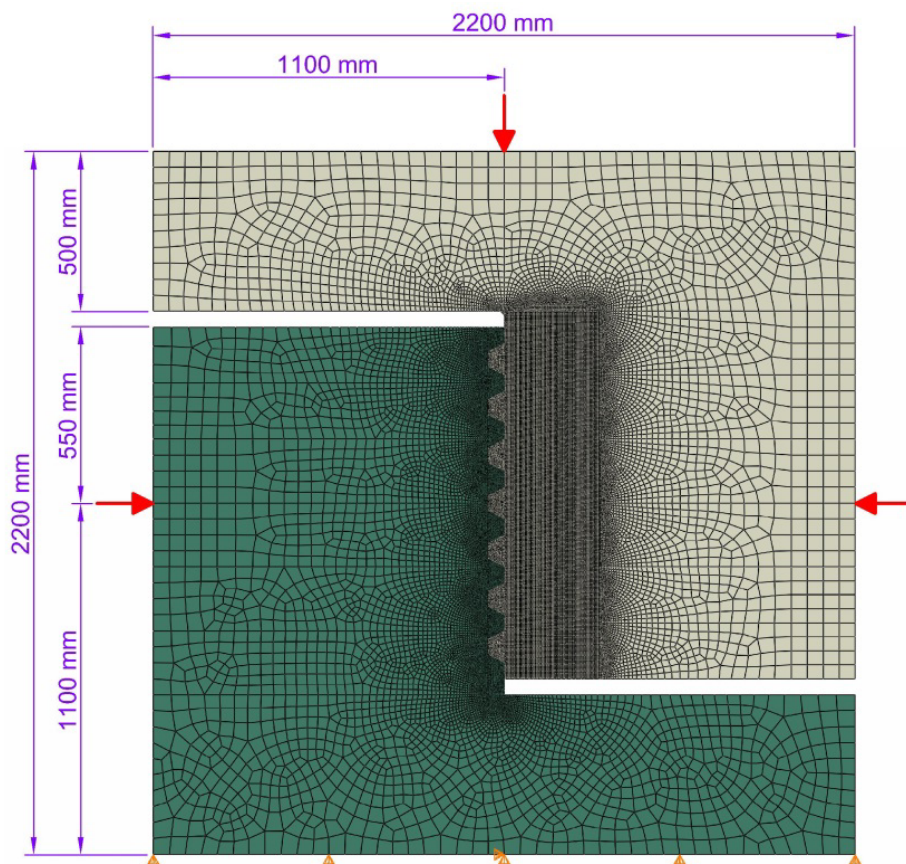


Figura 29. Modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con siete llaves

La geometría de las llaves modelizadas y sus dimensiones se detallan en la Figura 30 izquierda para el ensayo a cortante de junta con cinco llaves y en la Figura 30 derecha para el ensayo de siete llaves.

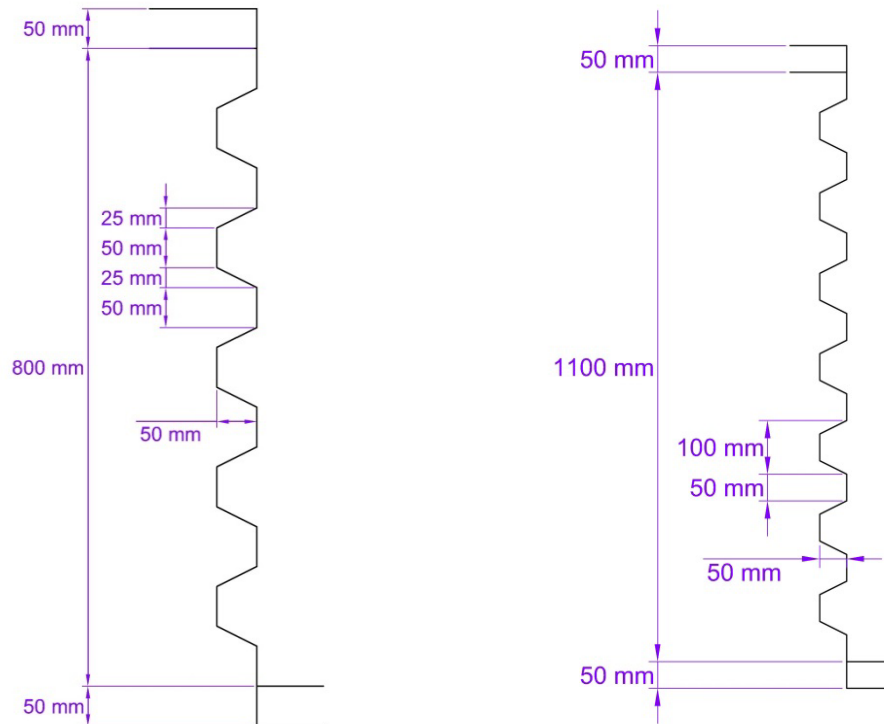


Figura 30. Detalle de la geometría de las llaves en el modelo de elementos finitos del ensayo a cortante de junta con cinco llaves (izquierda) y con siete llaves (derecha)

4.3.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Se han usado tres modelos distintos de material, con las mismas propiedades que en el apartado anterior, que se representan con distintos colores en las siguientes figuras:

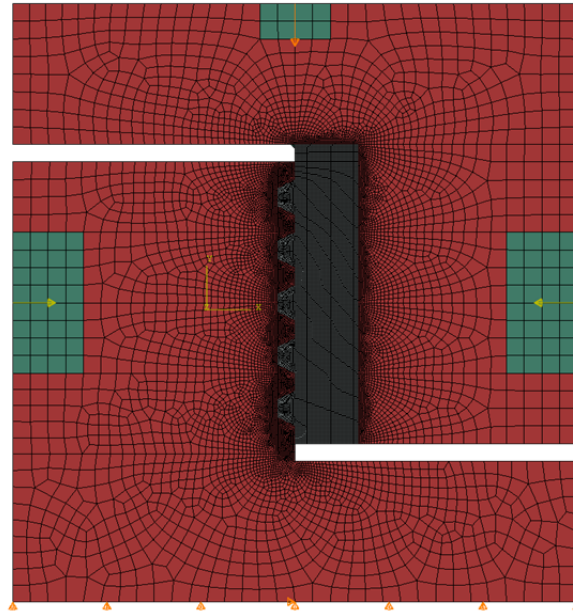


Figura 31. Representación de las partes donde se aplica cada modelo de material para el modelo de junta con cinco llaves

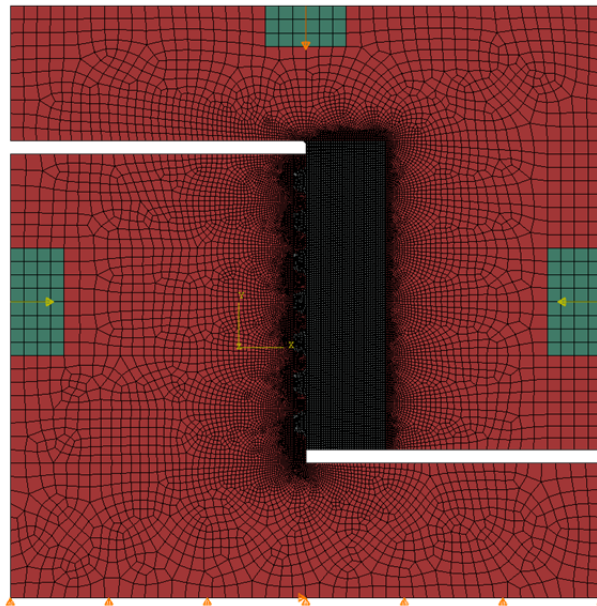


Figura 32. Representación de las partes donde se aplica cada modelo de material para el modelo de junta con siete llaves

La llave (en gris), ha sido modelizada con el modelo de material Brittle Cracking, que permite incluir las propiedades del hormigón a tracción. La parte del hormigón donde no aparecen grietas (en rojo) se modeliza con un material que incluya el comportamiento a compresión pero no el de tracción. En la zona cercana a la aplicación de la carga (en verde), se aplica un modelo del material elástico y lineal, para evitar que rompa por concentración de tensiones.

4.3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA

Como se explicó en el apartado anterior, conviene discretizar con una malla más fina la zona de las llaves. Los elementos en esa zona son aproximadamente cuadrados, de 4 mm de lado en ambos modelos (ver Figura 33), y su tamaño crece gradualmente hasta elementos de 50 mm de lado en las zonas más alejadas de la llave (ver Figura 31 y Figura 32).

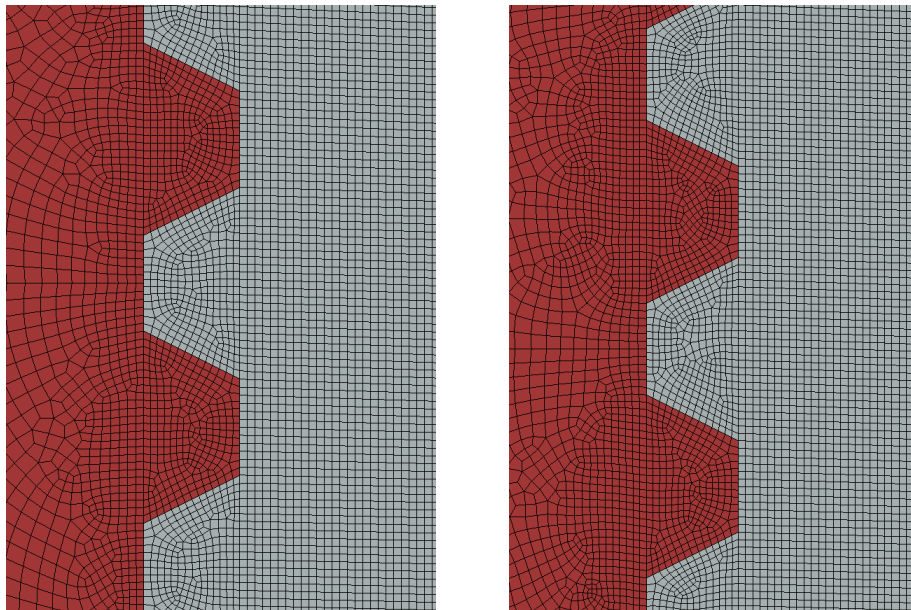


Figura 33. Detalle de la malla en la zona de las llaves en el modelo de cinco llaves (izquierda) y de siete llaves (derecha)

Los elementos utilizados son CPS4R [2]. Son cuadriláteros, 2-D, lineales, de 4 nodos, con 2 grados de libertad por nodo (los desplazamientos en las direcciones 1 y 2). Su formulación es lagrangiana. Son elementos de tensión plana, que incluyen además la opción de integración reducida, que evita el bloqueo por cortante.

4.3.5 MODELO DE CONTACTO

El modelo de contacto es el descrito en el apartado anterior: el modelo llamado “Hard-contact” [2] en la dirección normal a las superficies y el modelo de fricción de Coulomb en la dirección tangencial, con un coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón $\mu = 0.72$.

4.3.6 RESULTADOS

En la Tabla 3 se muestran los valores de la resistencia de la junta obtenidos para presiones de pretensado de 1, 2 y 3 MPa y 1, 3, 5 y 7 llaves.

Tabla 3. Resistencia a cortante (kN) frente a presión de pretensado (MPa) para distinto número de llaves

	Presión de pretensado		
	1 MPa	2 MPa	3 MPa
1 llave	221	333	373
3 llaves	573	793	914
5 llaves	918	1209	1484
7 llaves	1153	1588	2098

La evolución de las fisuras y los patrones de grietas obtenidos mediante análisis numérico se pueden observar en la Figura 34, en la que se puede ver que la rotura de llaves es más simultánea conforme aumenta en número de llaves. En la Figura 34 se representan las tensiones máximas de tracción obtenidas (en MPa) para un estado de agrietamiento próximo al

fallo total de la junta. En gris se representan las tensiones de compresión.

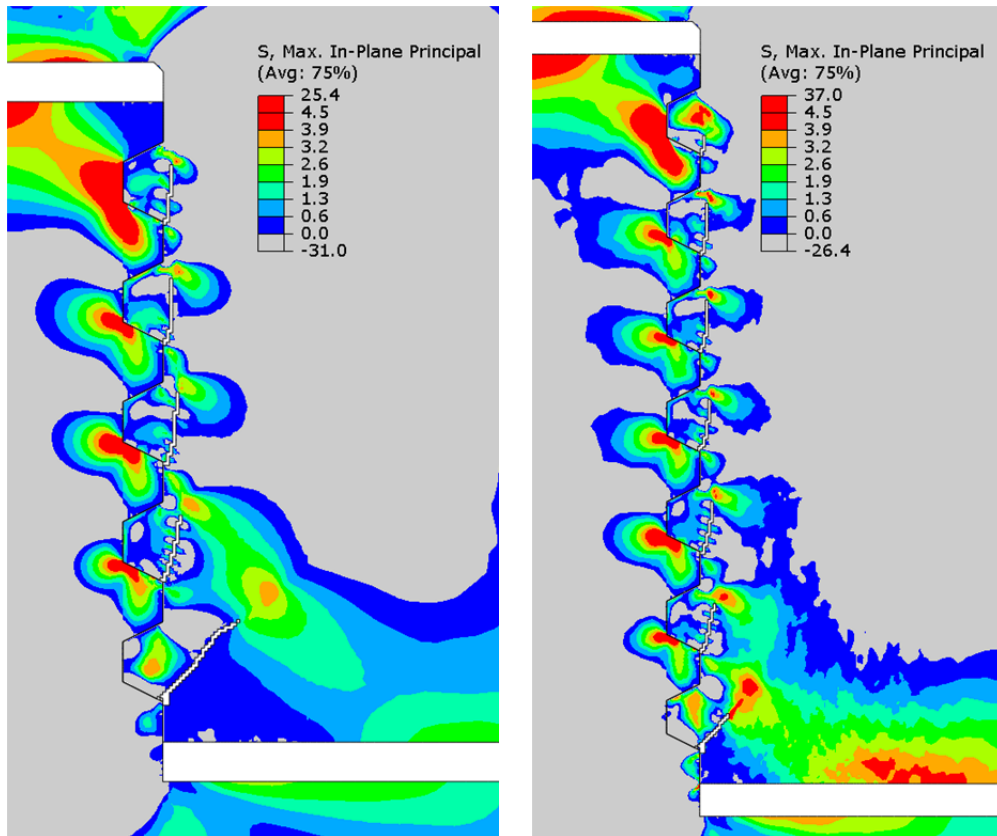


Figura 34. Patrones de grietas obtenidos mediante análisis numérico para el caso de cinco llaves (izquierda) y siete llaves (derecha)

4.3.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y COMPARACIÓN CON DISTINTA NORMATIVA

Con los resultados numéricos obtenidos de la resistencia a cortante para distintos valores de la tensión de compresión en la junta y del número de llaves (Tabla 3), se realiza un ajuste de mínimos cuadrados. Así, se obtiene la siguiente fórmula para la estimación de la resistencia a cortante para el caso de hormigón de 50 MPa de resistencia a compresión y presión de pretensado inferior a 3 MPa:

$$V_n = 7.118 A_k (1 - 0.064 N_{llaves}) + 2.436 A_{sm} \sigma_n (1 + 0.127 N_{llaves}) \quad (27)$$

Siendo:

V_n Resistencia nominal a cortante de las juntas secas con llaves (N)

A_k Área de la base de las llaves en el plano de la junta (mm²)

N_{llaves} Número de llaves en la junta

A_{sm} Área de contacto sin llaves en el plano de la junta (mm²)

σ_n Tensión de compresión en la junta (MPa)

Comparando los valores numéricos con los procedentes de la fórmula obtenida, se aprecia cómo la fórmula se ajusta a los resultados obtenidos con un error máximo de 8.7%, siendo válida para describir el comportamiento de la junta en función del número de llaves y de la presión de pretensado (Tabla 4).

Tabla 4. Comparación de los valores obtenidos con el modelo numérico y con la fórmula de ajuste de la resistencia cortante (kN) frente a presión de pretensado (MPa) para distinto número de llaves

	Modelo numérico			Fórmula de ajuste			Error (%)		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
σ_n (MPa) / N° llaves									
1 llave	221	333	373	235	304	372	6.3	8.7	0.3
3 llaves	573	793	914	600	768	936	4.7	3.2	2.4
5 llaves	918	1209	1484	904	1202	1501	1.5	0.6	1.1
7 llaves	1153	1588	2098	1148	1608	2068	0.4	1.3	1.4

Para poder comparar los resultados dados por la fórmula de ATEP [7] en valores últimos con los valores nominales de la AASTHO [1], se dividen los valores dados por la fórmula de la ATEP por el factor de reducción de resistencia de la AASTHO, cuyo valor es 0.75. En la siguientes figuras se compara la resistencia a cortante obtenida mediante la fórmula de esti-

mación de la resistencia a cortante obtenida en este capítulo con las fórmulas propuestas por la ATEP [7], por la AASHTO [1], por Turmo [55] y por Rombach [40], para el caso de 1, 3, 5 y 7 llaves en función de la presión de pretensado.

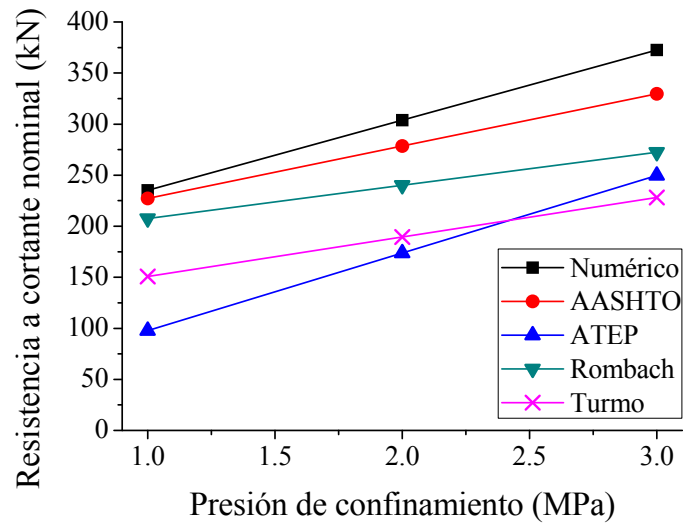


Figura 35. Resistencia a cortante frente a presión de pretensado para junta con una llave [5]

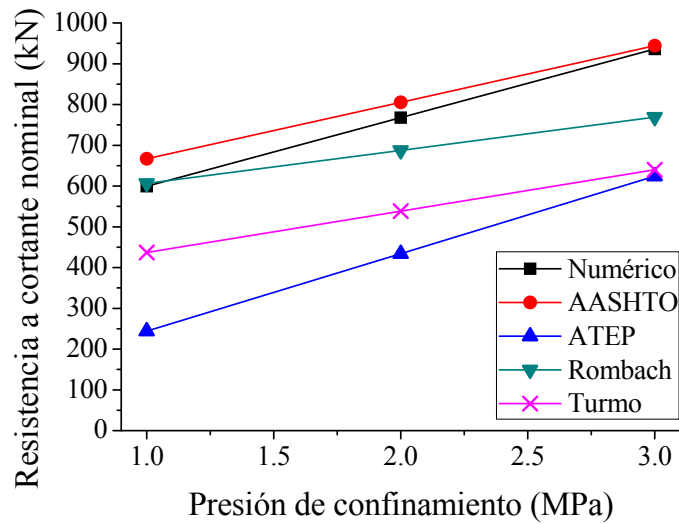


Figura 36. Resistencia a cortante frente a presión de pretensado para junta con tres llaves [5]

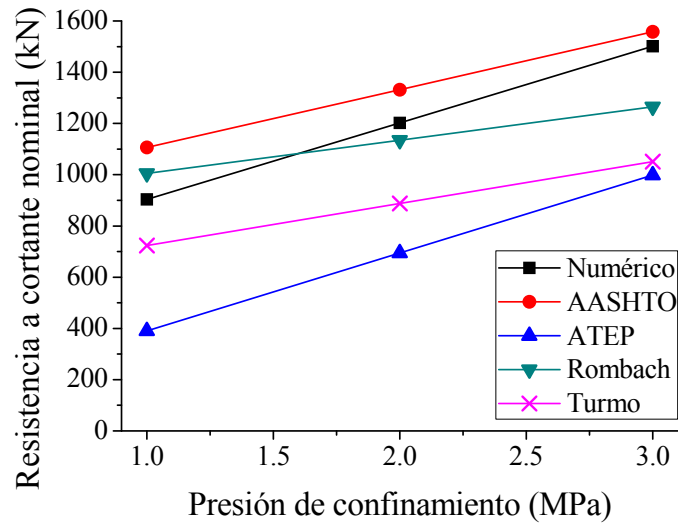


Figura 37. Resistencia a cortante frente a presión de pretensado para junta con cinco llaves [5]

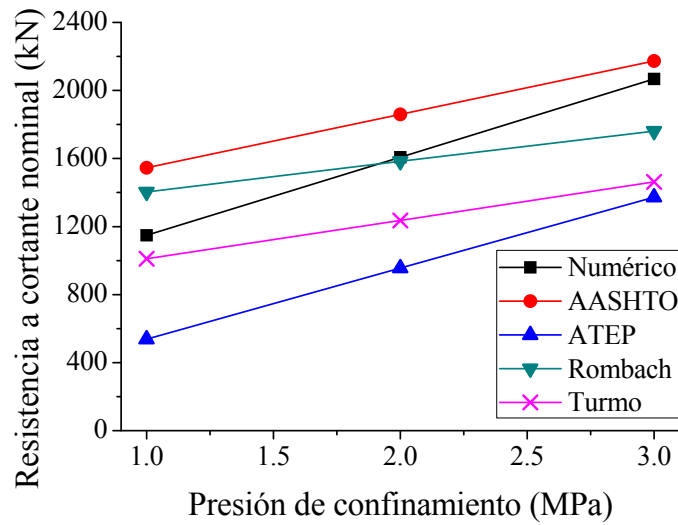


Figura 38. Resistencia a cortante frente a presión de pretensado para junta con siete llaves [5]

Los resultados según la fórmula de la AASTHO [1] quedan del lado de la inseguridad para más de una llave, como ya demostró experimentalmente Zhou [62]. Sin embargo, los resultados según la ATEP [7] quedan muy del lado de la seguridad. Los resultados según la fórmula propuesta por

Rombach [40] se acercan más a los resultados numéricos, pero para 5 y 7 llaves dan valores mayores. Los resultados según la fórmula propuesta por Turmo [55] presentan valores más conservadores para un número de llaves bajo.

Los resultados muestran una dependencia del número de llaves que no se recoge en las fórmulas existentes. Por tanto, para presiones de pretensado inferiores a 3 MPa, sería necesario introducir un coeficiente que considere esta dependencia del número de llaves [62], como se ha hecho en la fórmula de ajuste de los resultados numéricos presentada.

La tensión tangencial media en la junta obtenida con la fórmula de estimación disminuye al aumentar el número de llaves (Figura 39). Sin embargo, este efecto es menor al aumentar la compresión en la junta. Para el caso de 3 MPa, la tensión tangencial media es independiente frente al número de llaves.

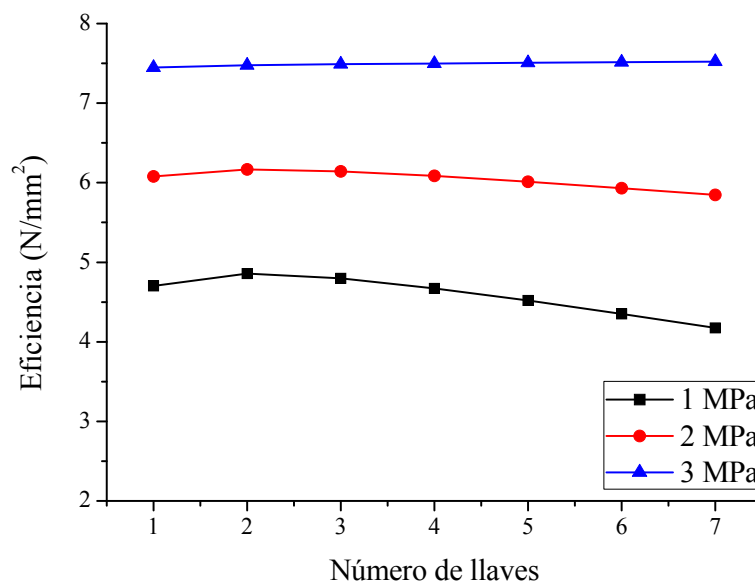


Figura 39. Tensión tangencial media en la junta frente al número de llaves para 1, 2 y 3 MPa de presión de pretensado [4]

Representando la tensión tangencial media para cada tipo de junta en función de la presión de pretensado actuante en la junta, se aprecia cómo todas las líneas confluyen para 3 MPa (Figura 40). Esto es debido a que

una presión de pretensado alta en la junta hace que esta tenga un comportamiento más plástico, permitiendo que todas las llaves puedan desarrollar su resistencia [42]. Esto se observa también en el modelo numérico viendo cómo todas las llaves se fracturan casi al mismo tiempo, y no sucesivamente.

Se puede concluir por tanto que para tensiones superiores a 3 MPa el comportamiento sería similar al de 3 MPa, siendo la tensión tangencial media en la junta independiente del número de llaves.

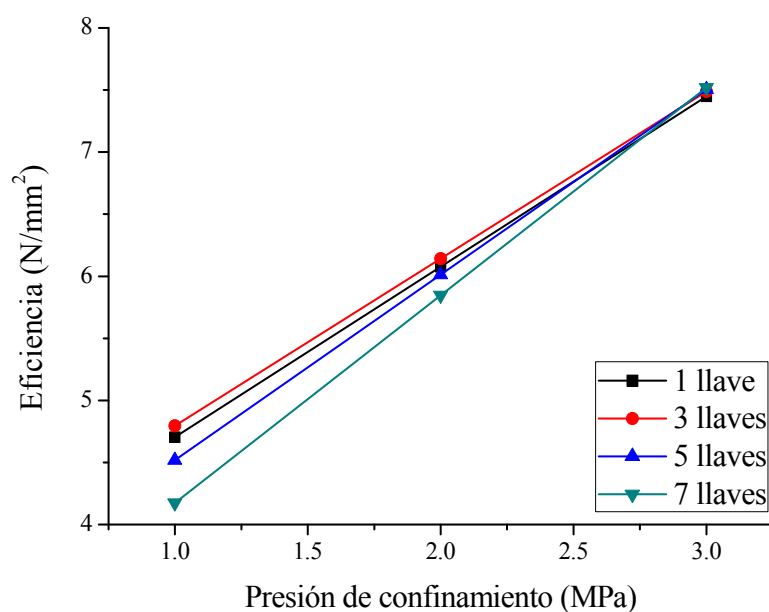


Figura 40. Tensión tangencial media en la junta frente a la presión de pretensado, para 1, 3, 5 y 7 llaves [4]

CAPÍTULO 5.

MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS

5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

5.1.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los modelos de hormigón que es posible aplicar al este estudio del comportamiento en fractura de las juntas secas con llaves postensadas es el modelo de grieta fija multidireccional implementado en Diana. La dirección normal a la primera grieta está alineada con la dirección de tensión principal máxima de tracción en el momento de la iniciación de grieta. Permite además la formación de nuevas grietas y el modelo tiene memoria de todas las direcciones de grietas.

El otro modelo aplicable es de grieta giratoria. En este modelo solo puede formarse una grieta en cada punto, alineada con la dirección de tensión principal máxima de tracción, y dicha grieta gira con las direcciones de los ejes de tensiones principales. Este modelo no tiene memoria de dirección de grietas.

Uno de los problemas del modelo de grieta multidireccional es que el criterio para decidir la formación de nuevas grietas en un mismo punto es

de alguna manera arbitrario: se elige un “ángulo umbral” para prevenir la aparición de grietas que formen un ángulo con las existentes menor de dicho valor pero la elección de este ángulo umbral no se basa en ninguna evidencia física. Con este criterio es posible que la tensión de tracción en la grieta alcance temporalmente valores de hasta tres veces la resistencia a tracción del material sin que se haya superado el valor del ángulo umbral [43].

Del modelo de grieta giratoria cabe destacar que al rotar la dirección de la grieta y estar siempre orientada con las direcciones principales, no es necesario definir un factor de retención de cortante. La importancia de esto radica en que, a pesar de ser un valor poco estudiado y que no se puede medir experimentalmente, puede afectar significativamente a los resultados numéricos obtenidos con el modelo [17, 18, 50].

5.1.2 MODELO MULTI-DIRECTIONAL FIXED CRACK

5.1.2.1 Modelo elástico-fisurado para el hormigón

La descomposición de la velocidad de deformación permite identificar la parte de deformación debida a la fisuración. La parte del hormigón no fisurada entre grietas se modeliza como lineal, elástica e isotrópica. La naturaleza ortotrópica del material agrietado se introduce en la componente de fisuración del modelo.

La descomposición de la velocidad de deformación es de la siguiente manera:

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^{el} + d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck} \quad (28)$$

Siendo:

$d\boldsymbol{\varepsilon}$ Velocidad de deformación mecánica total

$d\boldsymbol{\varepsilon}^{el}$ Velocidad de deformación elástica del hormigón no fisurado

$d\boldsymbol{\varepsilon}^{ck}$ Velocidad de deformación de fisuración, debida a la apertura de grietas

Es necesario además definir un sistema de referencia local alineado con la dirección de la grieta porque, por ejemplo, la ley de ablandamiento es una función de la apertura de grieta, y para ello es necesario definir la dirección normal a la dirección de la grieta (ver Figura 41).

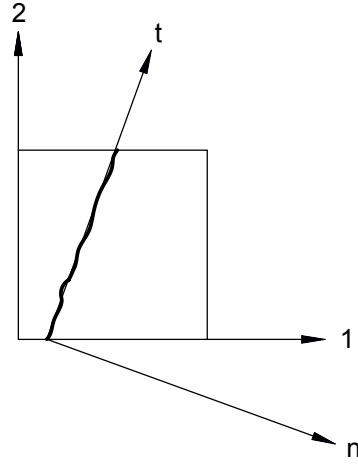


Figura 41. Sistemas de coordenadas globales y locales

Para el caso bidimensional, las deformaciones y las tensiones en ambos sistemas de referencia serían:

Deformaciones en el sistema de referencia global: $\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_{11} \ \varepsilon_{22} \ \gamma_{12}]$

Deformaciones en el sistema de referencia local: $\mathbf{e} = [e_{nn} \ e_{tt} \ g_{nt}]$

Tensiones en el sistema de referencia global: $\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_{11} \ \sigma_{22} \ \sigma_{12}]$

Tensiones en el sistema de referencia local: $\mathbf{t} = [t_{nn} \ t_{tt} \ t_{nt}]$

Las tensiones en las grietas están en función de las deformaciones en la grietas. De manera general:

$$\mathbf{t} = f(\mathbf{e}) \tag{29}$$

Esto hace que se necesite por un lado un modelo constitutivo del material no fisurado, y una ley tensión-deformación para la parte fisurada:

$$d\sigma = D^{el} d\epsilon^{el} \quad (30)$$

$$dt^{ck} = D^{ck} de^{ck} \quad (31)$$

estando la primera ecuación expresada en coordenadas globales y la segunda en coordenadas locales orientadas con la dirección de las grietas. D^{el} contiene los módulos de deformación instantáneos del material y D^{ck} relaciona la tensión y deformación en la zona fisurada. En el caso bidimensional esta matriz sería de la forma

$$D^{ck} = \begin{pmatrix} D^I & 0 \\ 0 & D^{II} \end{pmatrix} \quad (32)$$

En el término D^I se incluye la ley de ablandamiento explicada anteriormente y en el término D^{II} el modelo de retención de cortante. La relación con los parámetros tradicionales de reducción del módulo de Young (μ) y del factor de reducción de cortante (β) puede entenderse fácilmente con la Figura 42:

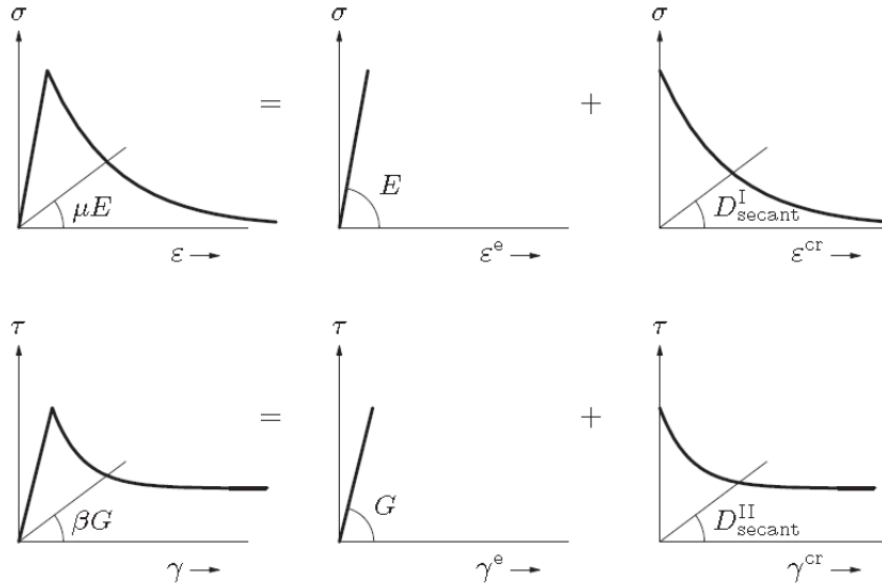


Figura 42. Relación entre los términos D^I y D^{II} y los parámetros μ y β [23]

También puede expresarse dicha relación mediante las siguientes ecuaciones:

$$D'' = \frac{\beta}{1 - \beta} G \quad (33)$$

$$D' = \frac{\mu}{1 - \mu} E \quad (34)$$

5.1.2.2 Iniciación de las grietas

El criterio de iniciación de grietas está basado en el criterio de Rankine y en el de ángulo umbral entre dos grietas consecutivas [23]. Para que se inicie una grieta nueva deben cumplirse simultáneamente las dos condiciones siguientes:

- La tensión principal supere la tensión máxima establecida
- El ángulo entre la grieta existente y la dirección de la tensión principal exceda el valor del ángulo umbral α_{TD}

5.1.2.3 Ley de ablandamiento en tracción

Se elige una ley de ablandamiento lineal (ver Figura 43). La energía de fractura requerida para formar una unidad de superficie de grieta en modo I, G_I^f , es considerada una propiedad del material.

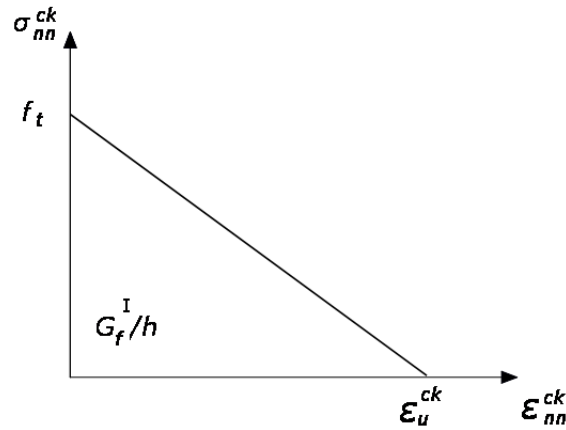


Figura 43. Curva de ablandamiento lineal en el modelo Multi-Directional Fixed Crack

Si no se especifica un valor de la longitud característica del elemento, h , esta será tomada por defecto en elementos bidimensionales como:

$$h = \sqrt{A} \quad (35)$$

Y en elementos tridimensionales como:

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (36)$$

Siendo:

A Área del elemento

V Volumen del elemento

5.1.2.4 Modelo de retención de cortante

En Diana puede elegirse entre tres modelos de retención de cortante: un valor constante para el factor de reducción de cortante (si se toma este valor como $\beta = 1$ el módulo de cortante G no será reducido), un modelo variable en el que β dependa de la deformación, y un modelo de daño en el que el módulo de cortante G se reduzca de manera similar al módulo

de deformación longitudinal E una vez superada la resistencia a tracción del hormigón f_t . Este último será el que aplicaremos en nuestro modelo.

5.1.3 TOTAL STRAIN ROTATING CRACK

En este modelo se establecen las leyes tensión-deformación en un sistema de coordenadas orientado en las direcciones principales, que es actualizado en cada incremento de deformación, por lo que irá rotando continuamente.

La diferencia con el concepto de grieta fija es que en el modelo de grieta fija las direcciones en las que se establece la relación tensión-deformación son las de la iniciación de la grieta y no cambian en cada incremento de deformación. En este modelo no se realiza la descomposición de la deformación.

5.1.3.1 Ley de ablandamiento en tracción

Se elige una ley de ablandamiento lineal (ver Figura 44).

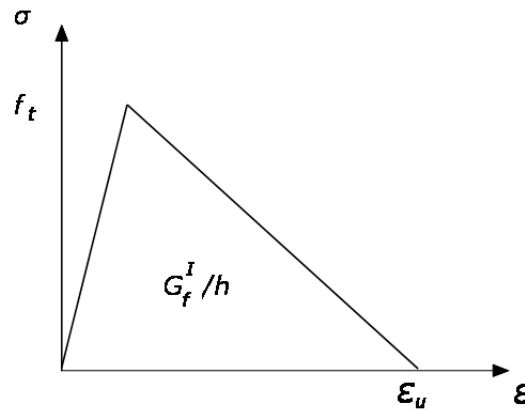


Figura 44. Curva de ablandamiento lineal en el modelo Total Strain Rotating Crack

5.1.3.2 Modelo de retención de cortante

Una ventaja de este modelo es que al rotar la dirección de la grieta y estar siempre orientada con las direcciones principales, no es necesario definir un factor de retención de cortante. La importancia de esto radica en que, a pesar de ser un valor poco estudiado y que no se puede medir experimentalmente, puede afectar significativamente a los resultados numéricos obtenidos con el modelo.

5.2 GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO

El modelo realizado es similar al de Abaqus y puede verse en la Figura 45.

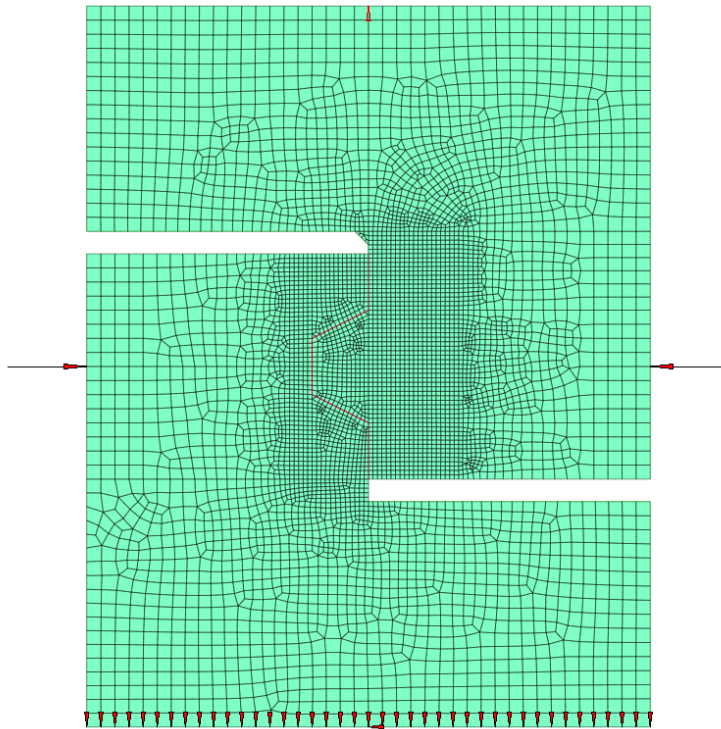


Figura 45. Modelo realizado en Fx+ para el análisis con Diana

El modelo, en 2-D, consta de dos partes independientes en contacto. Además, se aplican dos fuerzas que comprimen la junta y simulan la fuerza de pretensado de 50 kN (1 MPa). Las condiciones de contorno aplicadas impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio. La carga vertical aplicada en la parte superior central se modeliza como un desplazamiento impuesto de 1 mm.

La aplicación de las condiciones de contorno y fuerza se realiza en distintos pasos de carga. En el paso inicial, se aplican las condiciones de contorno y las propiedades del contacto. En el paso 1, se aplican las fuerzas de compresión. En el paso 2 se impone el desplazamiento.

5.3 PROPIEDADES DEL MATERIAL

Las propiedades del material consideradas en el modelo son: resistencia a compresión 50 MPa, resistencia a tracción directa 4.5 MPa, módulo de deformación longitudinal 34.4 GPa y energía de fractura 56 N/m. El modelo utilizado es el Total Strain Rotating Crack con una ley de ablandamiento lineal.

El primer modelo realizado reproduce el modelo de Abaqus con el fin de validarlo. En dicho modelo se aplican tres modelos de material diferentes como puede apreciarse en la Figura 46.

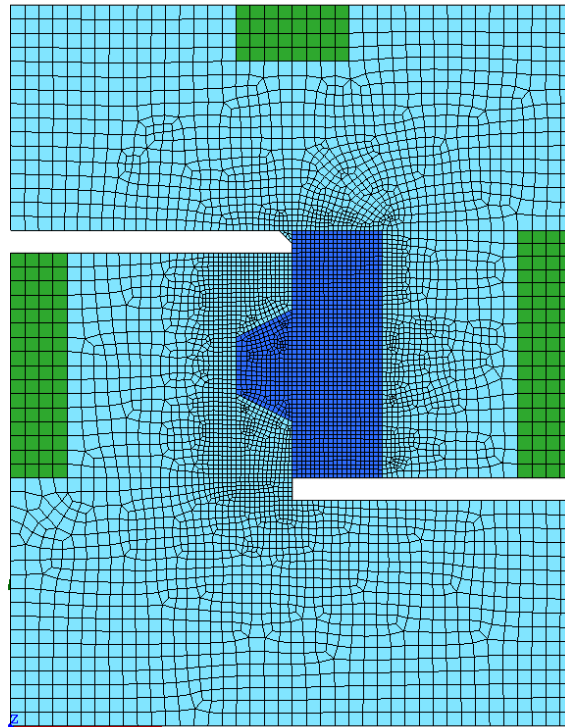


Figura 46. Esquema de materiales utilizados en el modelo 1

La llave (en azul), principal objeto de estudio, ha sido modelizada con un modelo de material que permite incluir las propiedades del hormigón a tracción, pero lineal y elástico en compresión. La parte del hormigón donde no aparecen grietas (en celeste) será modelizada con un material que incluya el comportamiento a compresión parabólico pero no el de tracción. Además, en la zona cercana a la aplicación de la carga (en verde), se aplica un modelo del material elástico y lineal, para evitar que rompa por compresión o tracción indebidamente, debido al efecto de concentración de la carga.

En el segundo modelo se aplica un modelo con propiedades de tracción en la zona central (gris en la Figura 47) y elástico y lineal en compresión. La diferencia de este segundo modelo es que el resto de la probeta se modeliza como elástico y lineal también en compresión (verde en la Figura 47), para ver si esto afecta o no a la respuesta, ya que en modelo que se explicará en el siguiente capítulo el comportamiento en compresión ha de ser

elástico y lineal. Si las tensiones de compresión no son grandes y se mantienen dentro de la rama elástica se obtiene el mismo resultado y por tanto no es necesario incluir el modelo en compresión.

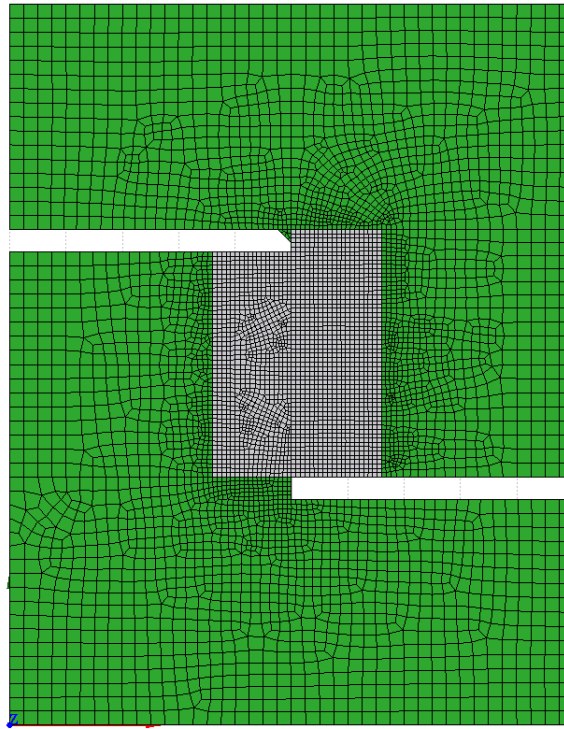


Figura 47. Esquema de materiales utilizados en el modelo 2 y 3

El tercer modelo es muy similar al segundo, con la particularidad del tercero con respecto al segundo de que en la parte central se incluye también un modelo de comportamiento del hormigón en compresión. El motivo de esto es que, a diferencia del modelo de Abaqus, en Diana sí es posible incluir el comportamiento en compresión y tracción en el mismo elemento. Con esto queda asegurado que en la zona de la llave, modelizada hasta ahora como lineal y elástica en compresión, no habrá rotura por compresión. El modelo del material es elasto-plástico en compresión.

5.4 CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA

La malla está formada por elementos rectangulares de aproximadamente 12.5 mm de lado en los bordes y 4 mm en la parte central (ver Figura 45).

Los elementos utilizados son CQ16M [22], cuadriláteros de 8 nodos, isoparamétricos de tensión plana.

5.5 MODELO DE CONTACTO

En este modelo el contacto se introduce a través de elementos tipo junta CL12I [22] (interface element) como el que se muestra en la Figura 48. Dicho elemento está formado por dos líneas de tres nodos cada una y dos desplazamientos por nodo, entre las que se establecen las propiedades para modelizar el comportamiento en la dirección normal y tangencial, basado en el modelo de fricción de Coulomb.

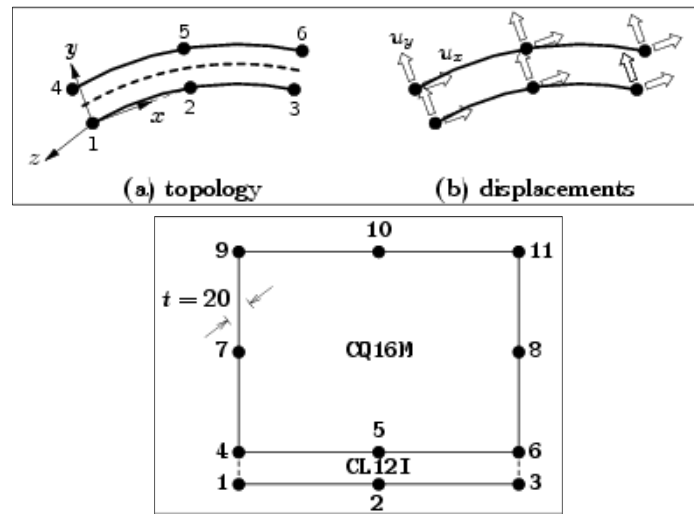


Figura 48. Elementos tipo junta CL12I [22]

Estos elementos relacionan las tensiones actuantes en la interfase con los desplazamientos relativos de las dos caras del elemento. En primer lugar tendríamos la ecuación lineal que en coordenadas locales sería:

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_t \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{pmatrix} \quad (37)$$

Siendo:

t_n Tensión en la dirección normal de la junta

t_t Tensión en la dirección tangencial de la junta

Δu_n Desplazamiento relativo en la dirección normal de la junta

Δu_t Desplazamiento relativo en la dirección tangencial de la junta

k_n Constante de proporcionalidad elástica en la dirección normal

k_t Constante de proporcionalidad elástica en la dirección tangencial

El valor que se elija para las constantes de proporcionalidad debe ser grande para evitar la penetración, pero si es demasiado grande puede haber problemas numéricos de convergencia. Se deberá buscar una solución de compromiso.

En segundo lugar tendríamos el modelo de fricción de Coulomb (ver Figura 49), que establece la tensión tangencial máxima para cada valor de la tensión normal, superada la cual se produce deslizamiento entre las superficies. Dicha tensión máxima será:

$$t_t = \mu \cdot t_n \quad (38)$$

Siendo:

μ Coeficiente de rozamiento

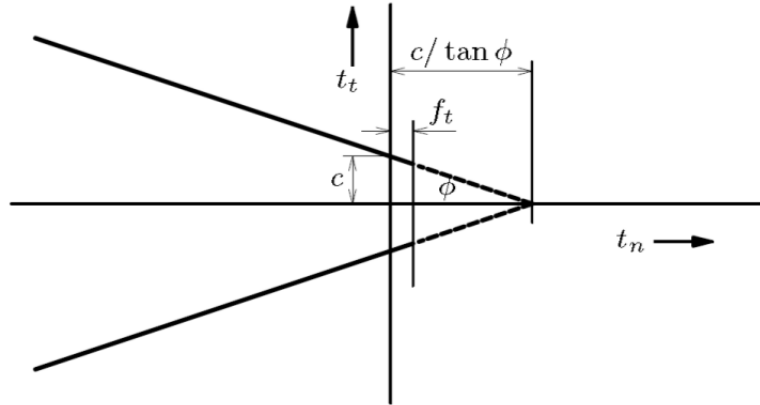


Figura 49. Modelo de fricción de Coulomb [23]

Los valores tomados para el modelo de fricción de Coulomb son:

$$\mu = \tan \phi = 0.72 \quad (39)$$

$$c = 0 \quad (40)$$

$$f_t = 0 \quad (41)$$

Siendo

c Cohesión

ϕ Ángulo de fricción interna

f_t Resistencia a tracción de la interfase

Se realiza un modelo para validar las propiedades de contacto como el mostrado en la Figura 45, con un material elástico y lineal. En este modelo se aplican las fuerzas de pretensado de 50 kN (1 MPa), las condiciones de contorno que impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio, y un desplazamiento impuesto de 1 mm en la parte superior central de la junta con una llave.

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

El módulo de deformación longitudinal considerado en este modelo de material elástico y lineal es de 34.4 GPa, el coeficiente de Poisson es de 0.2 y el módulo de elasticidad transversal es de 14.33 GPa.

Debemos elegir un valor de k_n y de k_t lo suficientemente grande para evitar la penetración y lo suficientemente pequeño como para evitar problemas de convergencia. Se estudiará la respuesta de la junta con cuatro parejas de valores diferentes y se decidirá cuál es la más adecuada. El criterio para la elección de dichos valores es que sean mayores que el módulo elástico correspondiente dividido por el espesor de la junta, es decir:

$$k_n > \frac{E}{e} \qquad k_t > \frac{G}{e}$$

Siendo

$E = 34400$ MPa Módulo de deformación longitudinal

$G = 14333$ MPa Módulo de elasticidad transversal

$e = 250$ mm Espesor de la junta

Los valores elegidos para el estudio del comportamiento de la interfase son los que se indican en la Tabla 5:

Tabla 5. Valores elegidos para k_n y k_t en los diferentes modelos de contacto a estudiar

	k_n (N/mm ³)	k_t (N/mm ³)
Modelo A	340	143.33
Modelo B	1700	716.66
Modelo C	3400	1433.33
Modelo D	6800	2866.66

Entre los resultados obtenidos del cálculo, cabe destacar la penetración obtenida en los diferentes modelos y la convergencia del cálculo, ya que en base a ello se elegirá un modelo u otro. Puede verse en la Tabla 6 cómo los modelos C y D presentan problemas de convergencia, pero tienen una

penetración entre superficies menor. Teniendo en cuenta las dimensiones de la llave (ver Figura 50) todos los valores obtenidos para la penetración son lo suficientemente pequeños como para considerarse aceptables. Si tomamos como referencia la dimensión de 50 mm, la mayor penetración, que se produce en el modelo A, tiene un valor menor al 0.2%.

Tabla 6. Penetración y convergencia para los diferentes valores de k_n y k_t en la interfase

	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
Penetración (mm)	0.091	0.030	0.019	0.012
Problemas de convergencia	NO	NO	SI	SI

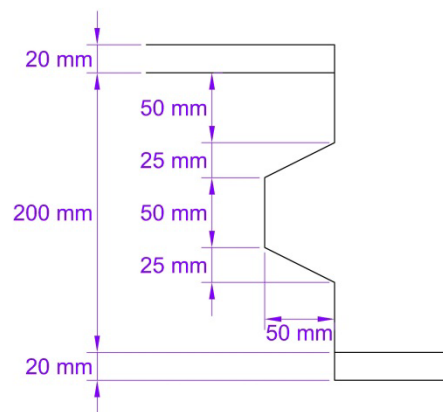


Figura 50. Dimensiones de la llave de la junta

Las tensiones normales y tangenciales (en N/mm²) obtenidas en la interfase para el modelo A pueden verse en la Figura 51.

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

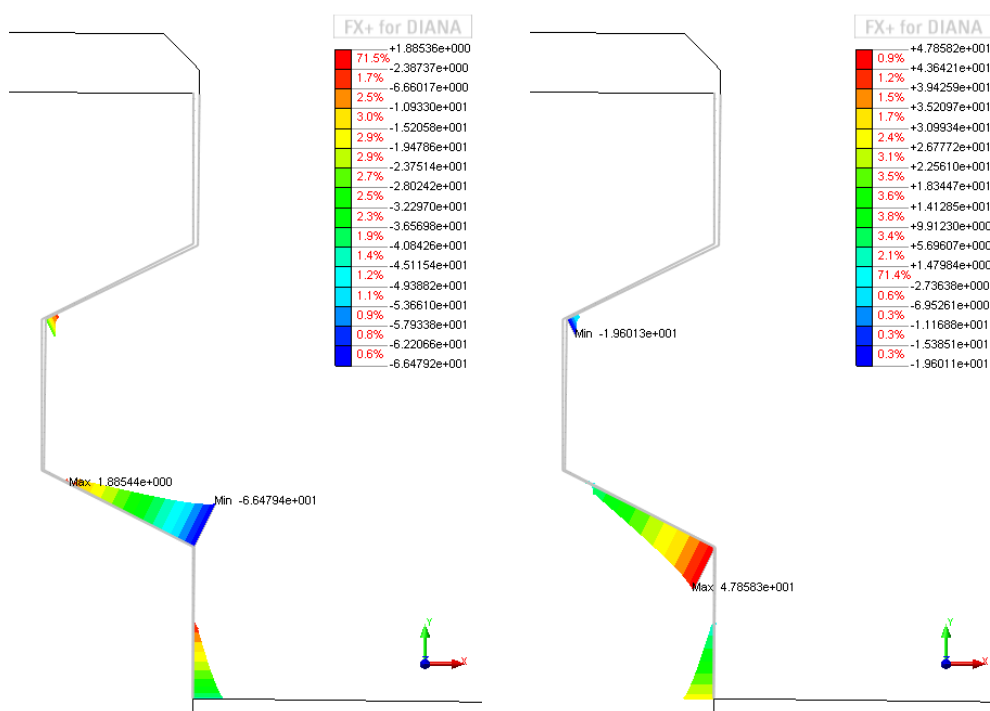


Figura 51. Tensiones normales (izquierda) y tangenciales (derecha) obtenidas en la interfase para el modelo A

Comparando las tensiones normales y tangenciales obtenidas en la superficie inclinada de la llave (como las representadas en la Figura 51) para los distintos modelos, se obtienen las gráficas representadas en la Figura 52 y en la Figura 53. Debido a los problemas de convergencia, es necesario tratar cautelosamente los modelos numéricos ya que podrían dar lugar a valores erróneos. En la Figura 52 y en la Figura 53 pueden observarse los valores oscilantes de las tensiones, correspondientes a las posiciones de entre 0 y 10 mm, derivados de los problemas de convergencia, principalmente en los modelos C y D. Los valores máximos obtenidos no son reales, ya que la subida brusca de la curva es consecuencia de los problemas de convergencia, por lo que elegir unos valores excesivamente grandes no solo es innecesario sino que deriva en resultados erróneos.

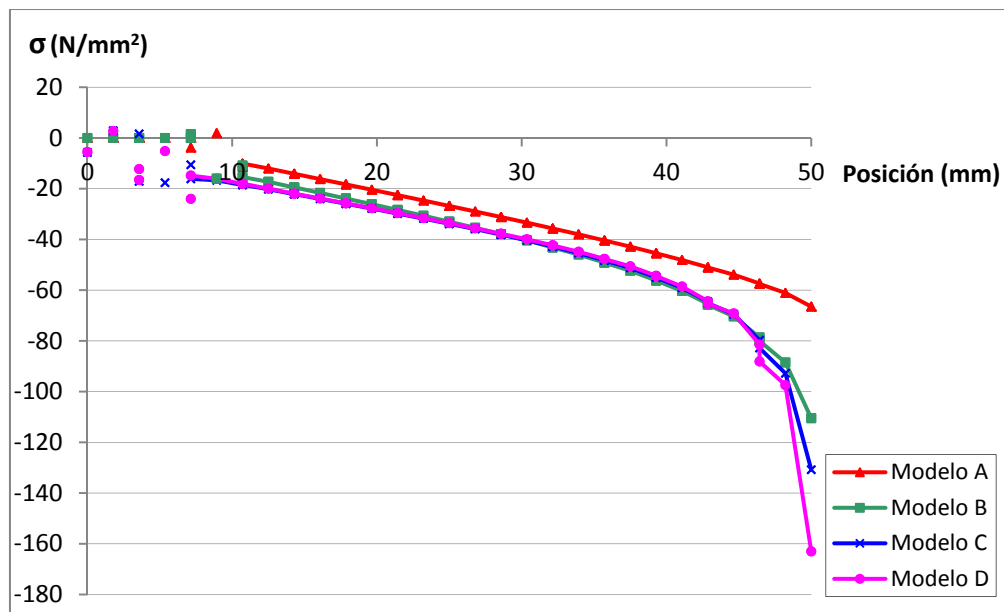


Figura 52. Tensiones normales en la interfase para los cuatro modelos estudiados

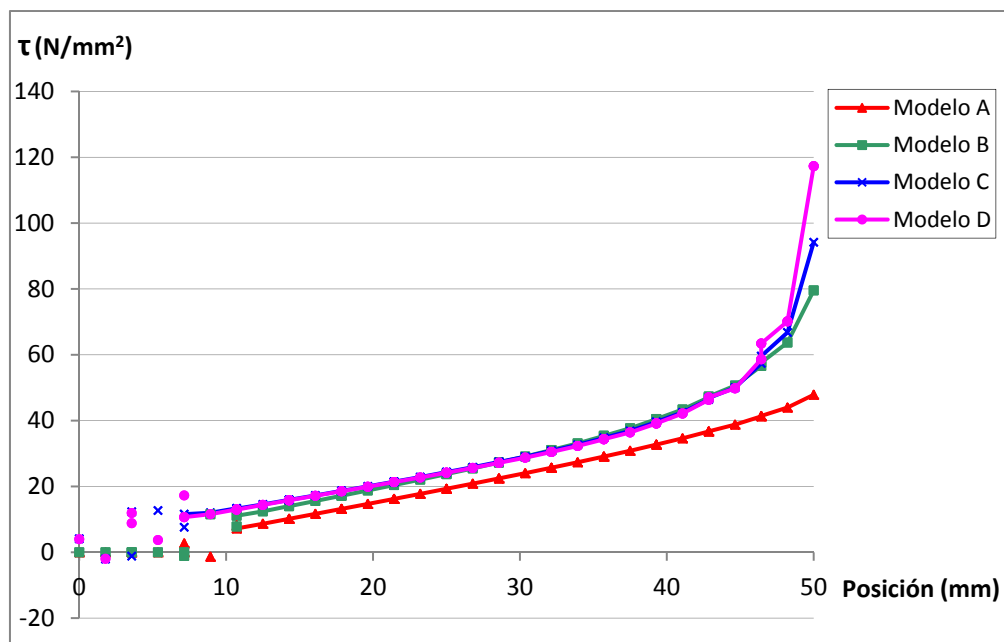


Figura 53. Tensiones tangenciales en la interfase para los cuatro modelos estudiados

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

Analizando la tensión normal máxima (σ_{max}) y la tensión tangencial máxima (τ_{max}) obtenidas en la superficie inclinada para los diferentes modelos de Diana y comparando con los valores obtenidos en Abaqus, se ve cómo el modelo B conduce a unos valores más cercanos a los obtenidos con el modelo de Abaqus. Lo mismo ocurre con el valor de la fuerza máxima aplicada (F_{max}) en los diferentes modelos. Estos resultados se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Resultados obtenidos en los diferentes modelos de contacto con respecto a fuerza máxima aplicada y tensiones en la junta

	ABAQUS	DIANA			
		Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
F_{max} (N)	682772	536698	700339	732775	746728
σ_{max} (N/mm ²)	110	66	111	131	163
τ_{max} (N/mm ²)	70	48	80	94	117

Finalmente, representado los valores obtenidos para la fuerza aplicada con respecto al desplazamiento vertical en el punto donde es aplicada dicha fuerza para cada paso de cálculo (ver Figura 54), se ve gráficamente cómo los valores obtenidos para los modelo B, C y D son muy parecidos, pero para el modelo D se necesitan muchos más pasos de carga para alcanzar la convergencia.

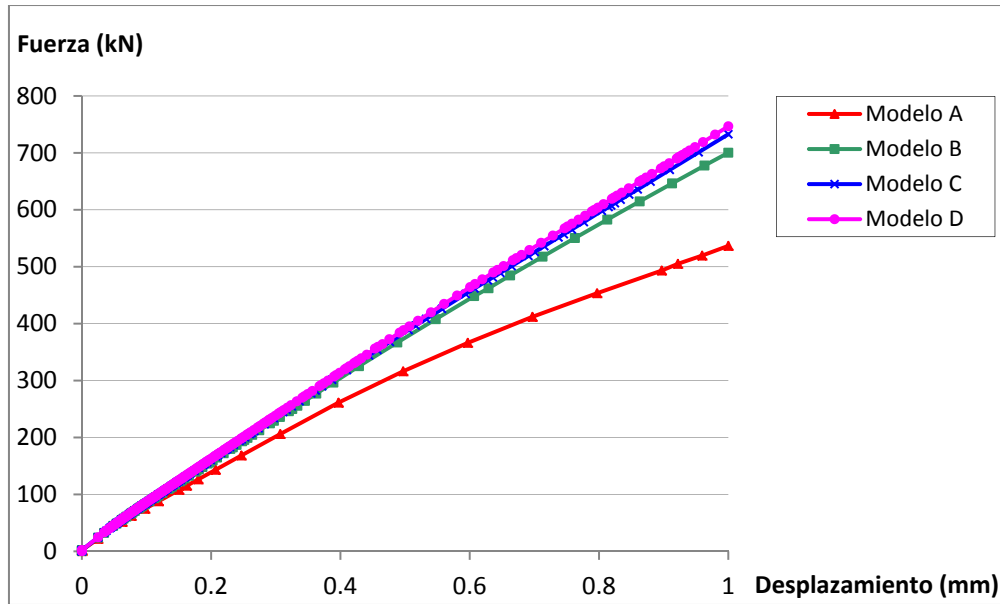


Figura 54. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para los diferentes modelos de interfase

Analizando los resultados anteriores se concluye que el modelo B es el más adecuado. La penetración entre superficies es pequeña sin ser los valores de k_n y k_t demasiado grandes y por tanto no dan problemas de convergencia. Con respecto al modelo A, la penetración es tres veces menor sin llegar a tener problemas de convergencia (Tabla 6), mientras que pasando del modelo B al C la reducción del valor de la penetración es mucho menor y el número de pasos necesarios para la convergencia aumenta considerablemente.

Además, las oscilaciones obtenidas en las tensiones normales y tangenciales en la superficie inclinada de la llave de los modelos C y D (Figura 52 y Figura 53) muestran que se está produciendo un alejamiento del comportamiento real de la estructura debido a los problemas numéricos.

Cabe destacar también que el modelo B es el que presenta los valores más parecidos a los obtenidos en Abaqus en lo que respecta a la tensión normal máxima (σ_{max}) y la tensión tangencial máxima (τ_{max}) obtenidas en la superficie inclinada, y en el valor de la fuerza máxima aplicada (F_{max}) mostrados en la Tabla 7.

Por último, en la Figura 54 puede verse cómo la evolución de la carga aplicada es muy parecida en los modelos B, C y D, pero sí hay una diferencia significativa con los resultados obtenidos para el modelo A. Todo esto confirma la elección del modelo B para la interfase, por lo que los valores finalmente elegidos serán $k_n = 1700 \text{ N/mm}^3$ y $k_t = 716.66 \text{ N/mm}^3$.

5.6 RESULTADOS

Representando gráficamente la evolución de la carga aplicada en el punto central de la parte superior de la pieza con respecto al desplazamiento de dicho punto para los diferentes modelos de material y comparando con los resultados obtenidos previamente con Abaqus, se puede ver que el comportamiento es muy parecido (ver Figura 55).

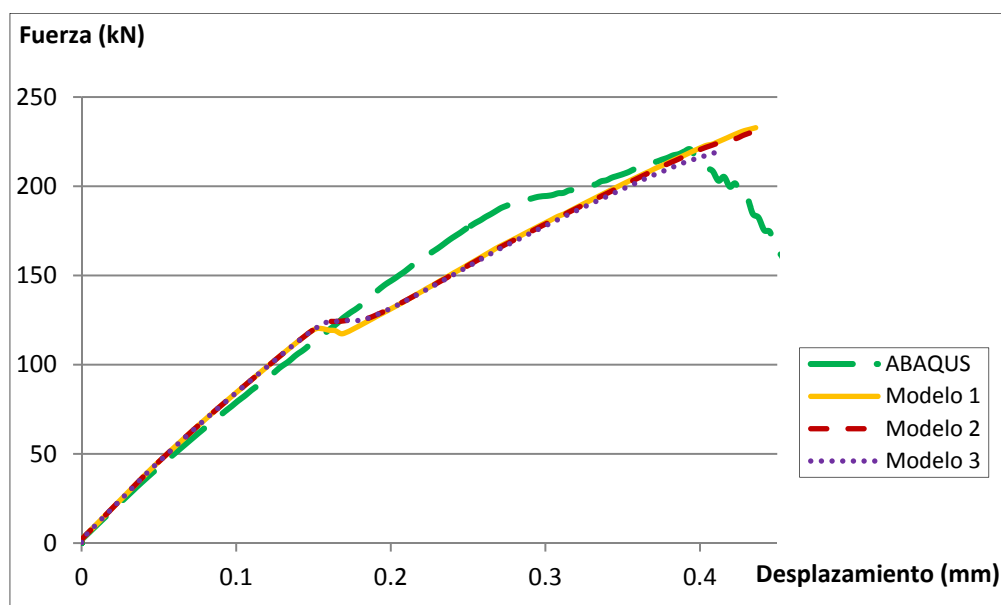


Figura 55. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para los diferentes modelos de material

En la Tabla 8 se muestran los valores de la fuerza máxima aplicada (que es la resistencia a cortante de la junta con una llave) obtenidos con Diana

para 1 MPa de presión de pretensado y 1 llave, y la comparación con el resultado obtenido con Abaqus (221 kN).

Tabla 8. Resistencia a cortante (kN) de los modelos de Diana en comparación con el valor obtenido con Abaqus

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Resistencia a cortante (kN)	233	230	219
Error (%)	5.4	4.1	0.9

Puede verse cómo los resultados obtenidos con respecto a la fuerza máxima aplicada son también muy parecidos a los obtenidos con Abaqus, siendo el error máximo obtenidos del 5.4%.

En la Figura 55 se observa que entorno al desplazamiento de 0.15 mm se produce un pequeño escalón en las curvas, con un aumento del desplazamiento para un valor de carga prácticamente constante. Analizando más detalladamente, puede verse que la motivación de dicho aumento de desplazamiento a carga constante es la aparición de la primera grieta con un estado de abierta (representado con la letra O en rojo en el elemento correspondiente en la Figura 57).

En dicha figura se está representando el estado en que se encuentran las grietas en cada elemento, es decir, la posición en la curva de la ley de ablandamiento según la Figura 56. El estado de la grieta puede ser:

1. Sin grieta. Aún no se ha superado la resistencia a tracción del hormigón y por tanto no se ha iniciado la grieta.
2. Abierta. Se ha superado la resistencia a tracción y la deformación última, por lo que la tensión en la grieta es cero y puede seguir aumentando la deformación con la tensión nula.
3. Cerrada. Ha sido superada la resistencia a tracción, pero la deformación en la grieta ha disminuido hasta llegar a cerrarse alcanzando una deformación nula o negativa, pudiendo en este último caso resistir tensiones de compresión. Para llegar a este es-

tado la grieta ha debido pasar antes por los estados 4 (activa) y 6 (parcial).

4. Activa. Se ha superado la resistencia a tracción pero no la deformación última, por lo que la tensión va disminuyendo conforme aumenta la deformación, correspondiente a la rama de ablandamiento.
5. Inactiva. Se ha superado la resistencia a tracción y la deformación última, por lo que la tensión en la grieta es cero, pero en este caso, a diferencia del estado 2, la deformación va disminuyendo para tensión nula.
6. Parcialmente abierta. Se ha superado la resistencia a tracción pero no la deformación última, pero en este caso la deformación ha comenzado a disminuir antes de alcanzar la deformación última.

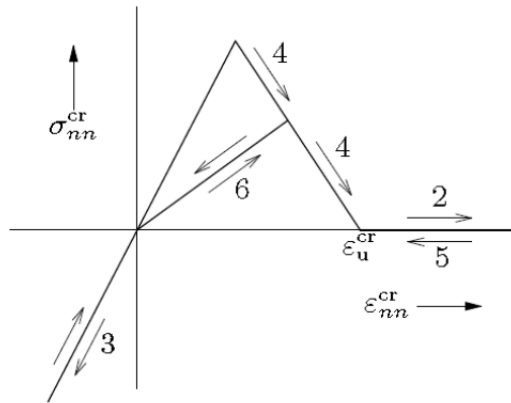


Figura 56. Representación del estado de las grietas en el caso de ley de ablandamiento lineal [21]

Los resultados que se muestran a continuación corresponden al modelo 3. En la Figura 57 se representa el estado de las grietas para un desplazamiento 0.14 mm y una carga de 124 kN (57% de la carga máxima).

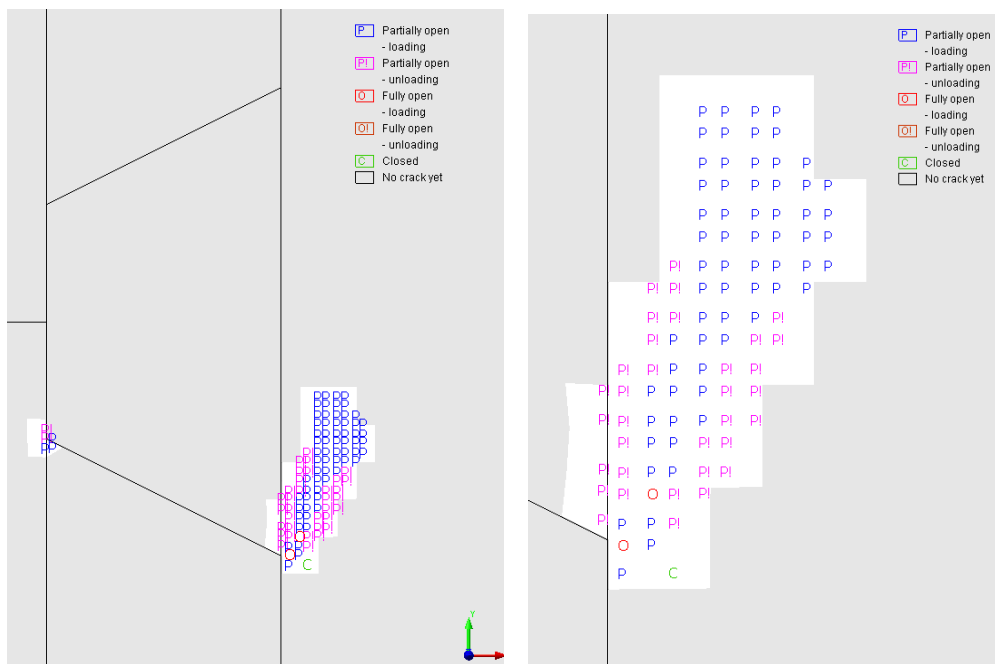


Figura 57. Estado de las grietas en el momento en el que aparece la primera grieta como abierta (izquierda) y detalle (derecha)

Las tensiones principales máxima y mínima (en MPa) en el estado representado en la Figura 57 pueden verse en la Figura 58 y en la Figura 59:

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

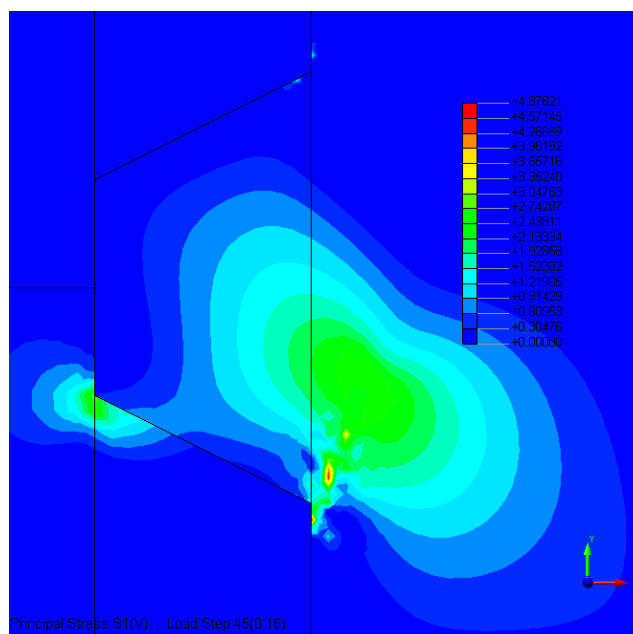


Figura 58. Estado de tensiones máximas en el momento en el que aparece la primera grieta como abierta

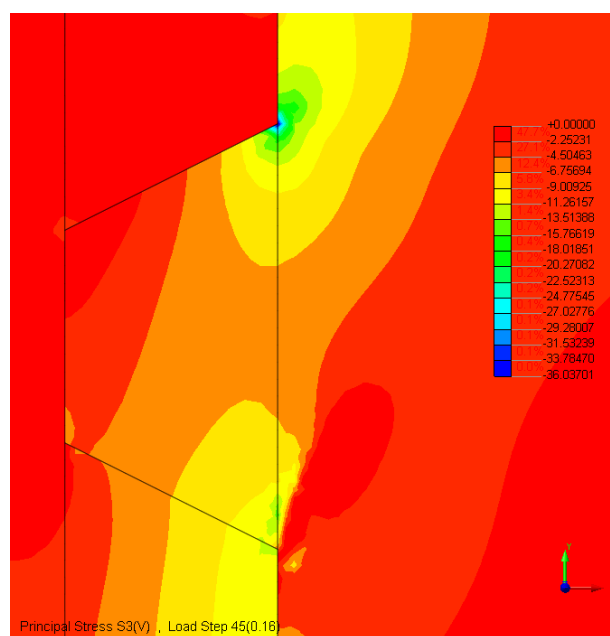


Figura 59. Estado de tensiones mínimas en el momento en el que aparece la primera grieta como abierta

A continuación, se representa la evolución de la grieta una vez abierta, incluyendo el estado previo al fallo total, para un desplazamiento de 0.4 mm, y una carga de 216 kN (99% de la carga máxima) y un estado intermedio correspondiente a un desplazamiento de 0.28 mm y una carga de 169 kN (77% de la carga máxima).

En primer lugar puede observarse el estado de las grietas según lo explicado anteriormente para un desplazamiento de 0.28 mm (Figura 60) y la deformación en la dirección normal a la grieta (Figura 61). Las tensiones principales máximas (en MPa) pueden verse en la Figura 62 y las mínimas en la Figura 63.

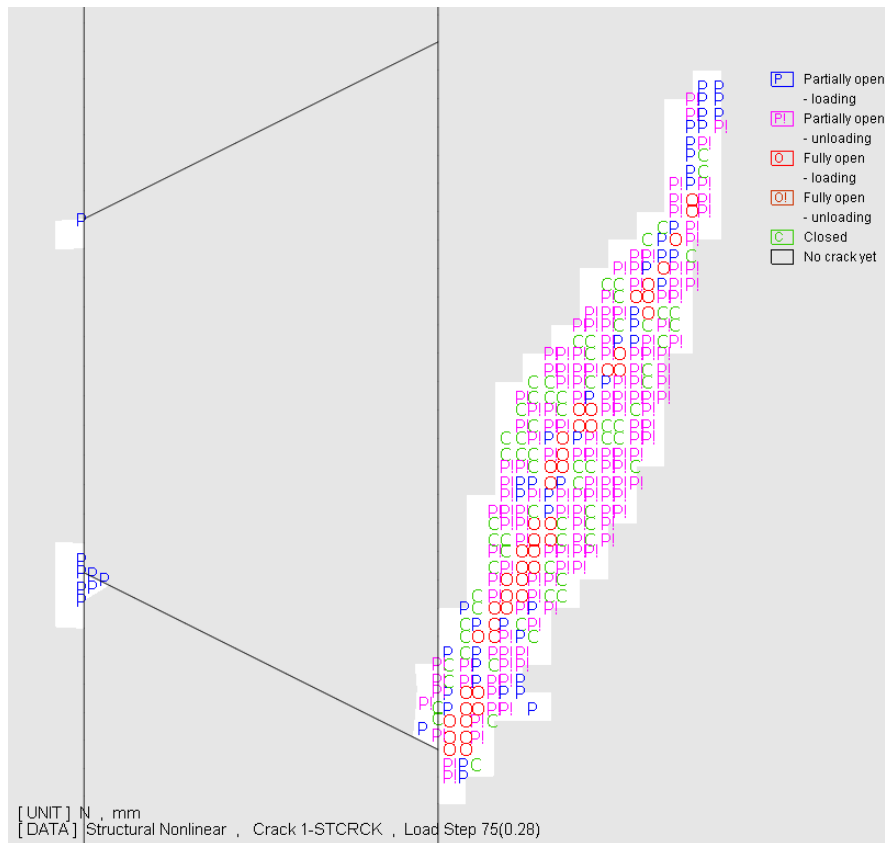


Figura 60. Estado de las grietas para un 77% de la carga máxima

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

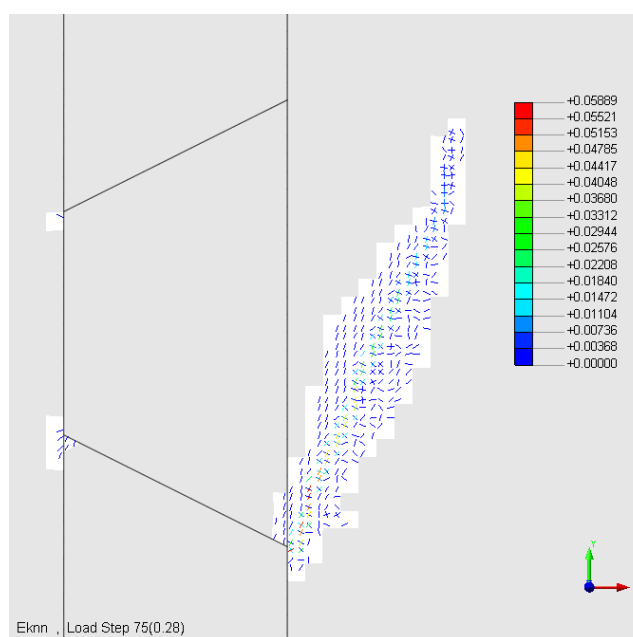


Figura 61. Deformación en la dirección normal a la grieta para un 77% de la carga máxima

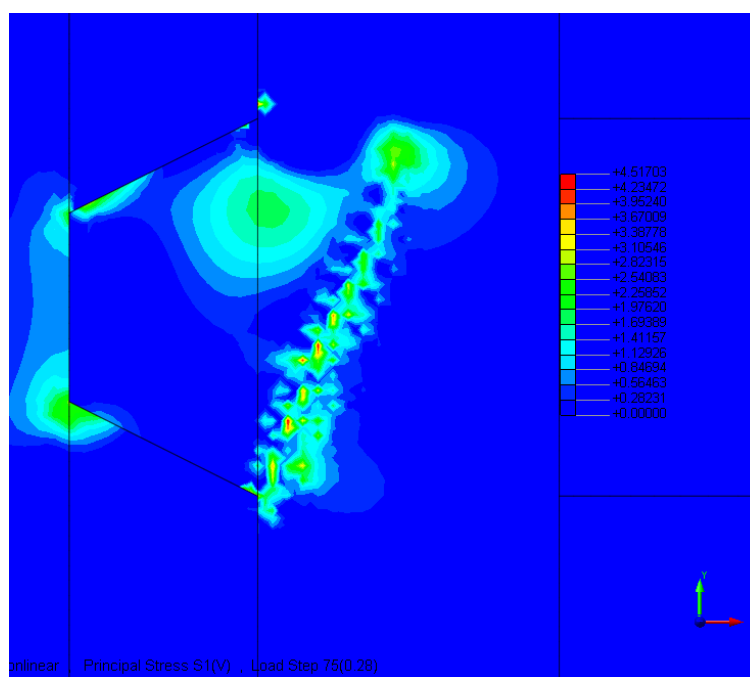


Figura 62. Estado de tensiones máxima para un 77% de la carga máxima

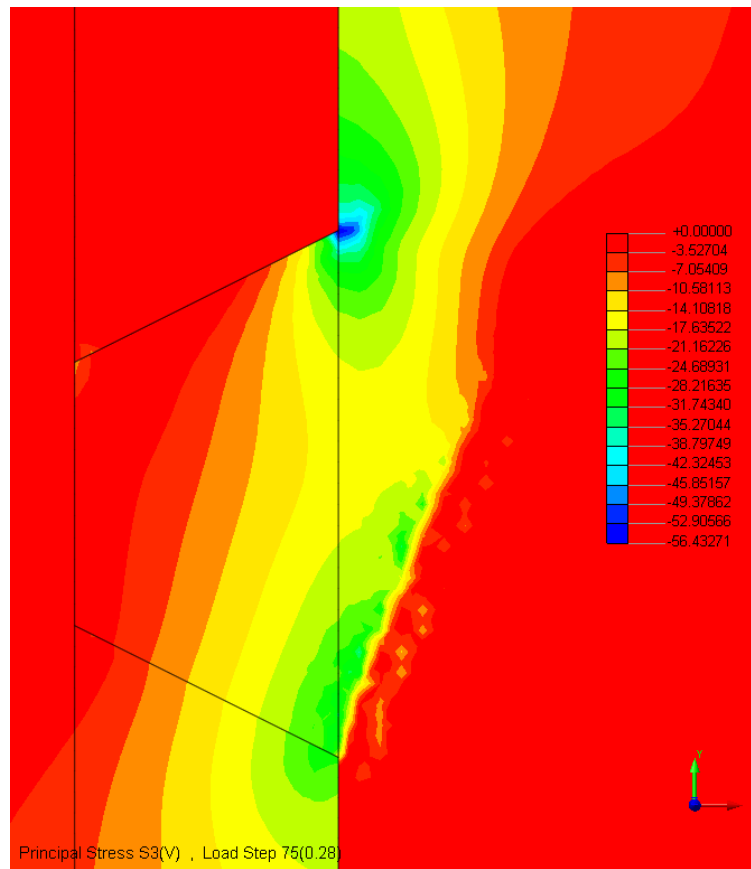


Figura 63. Estado de tensiones mínima para un 77% de la carga máxima

Por último, se representa el estado de las grietas para un desplazamiento de 0.40 mm (Figura 64) y la deformación en la dirección normal a la grieta (Figura 65). Las tensiones principales máximas de tracción y mínimas de compresión (en MPa) pueden verse en la Figura 66 y en la Figura 67 respectivamente.

**MODELO DE GRIETA GIRATORIA APLICADO AL ESTUDIO NUMÉRICO DEL COM-
PORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

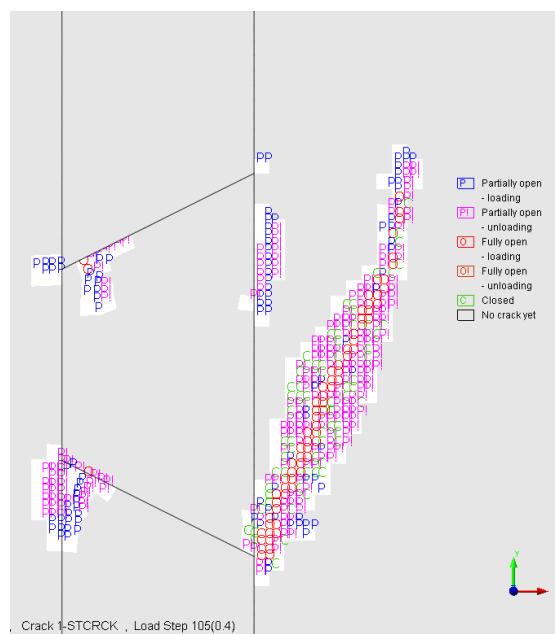


Figura 64. Estado de las grietas para un 99% de la carga máxima

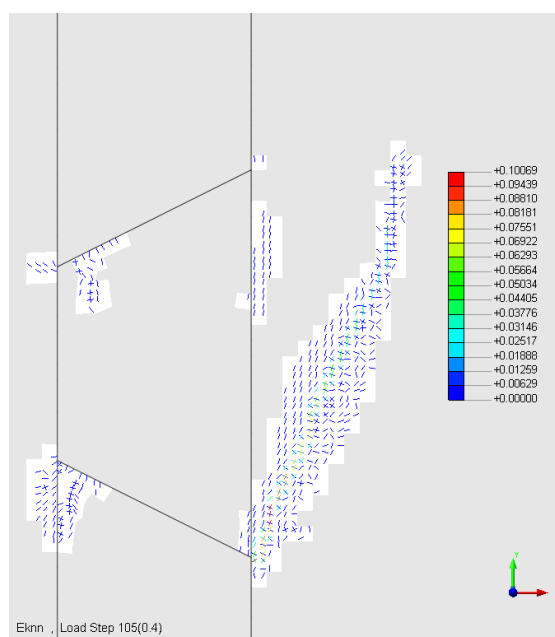


Figura 65. Deformación en la dirección normal a la grieta para un 99% de la carga máxima

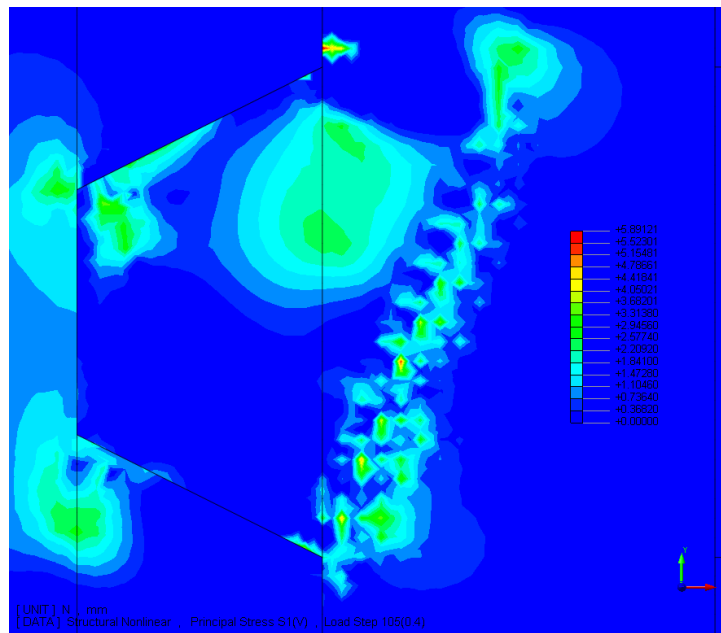


Figura 66. Estado de tensiones máxima para un 99% de la carga máxima

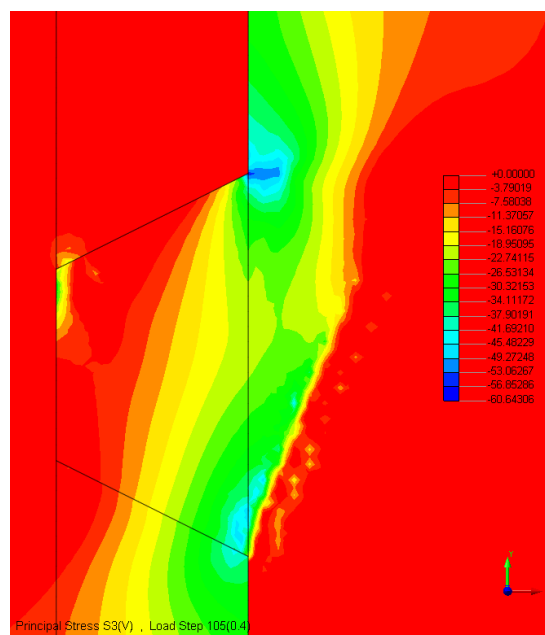


Figura 67. Estado de tensiones mínima para un 99% de la carga máxima

5.7 CONCLUSIONES

Observando los resultando obtenidos con respecto a la evolución de la carga aplicada (Figura 55) y su valor máximo (Tabla 8) para los diferentes modelos de material se concluye que las diferencias entre los modelos no afectan al resultado.

La diferencia entre el primer modelo y el segundo es que el modelo de material utilizado en la probeta excluyendo la llave y la zona de aplicación de la carga es elástico y lineal en compresión en el segundo modelo. Puesto que esto no afecta a la respuesta, se concluye que no es necesario modelizar el comportamiento del hormigón en compresión con una ley parabólica como se hizo en el primer modelo.

El tercer modelo incluye la limitación de la tensión máxima del hormigón en compresión en la zona de la llave mediante un modelo elasto-plástico, que inicialmente se había supuesto como elástico y lineal. La similitud en las curvas de respuesta muestra que el modelo elástico y lineal es válido y por tanto no se introduce ninguna mejora por usar modelos más complejos para modelizar el comportamiento del hormigón en compresión. Todo esto es necesario ya que en modelo que se explicará en el siguiente capítulo el comportamiento en compresión ha de ser elástico y lineal por lo que es necesario comprobar que el comportamiento en compresión de toda la pieza se mantiene dentro de rama elástica sustituyendo el modelo de material por uno elástico y lineal y comprobando que el resultado no cambia.

Se concluye también que el modelo de Abaqus es válido ya que los resultados obtenidos con respecto a la fuerza máxima aplicada son también muy parecidos a los obtenidos con Diana, siendo el error máximo obtenido del 5.4%. El modelo de Abaqus presenta ciertas limitaciones, como no poder usar en el mismo elemento un modelo de material que permita incluir un comportamiento no lineal en compresión y tracción simultáneamente, y la necesidad de incluir un factor de retención de cortante que, a pesar de ser un valor poco estudiado y que no se puede medir experimentalmente, afecta significativamente a los resultados numéricos obtenidos con el modelo. Este factor como se explicó anteriormente no es necesario incluirlo en el modelo de grieta giratoria disponible en Diana.

CAPÍTULO 6.

MODELO DE ANÁLISIS SECUENCIAL LINEAL PARA EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS

6.1 INTRODUCCIÓN

El análisis secuencial lineal (Sequentially Linear Analysis, en adelante SLA) es una alternativa al análisis no lineal en el que se evitan los problemas de convergencia, snap-backs y bifurcación [26]. Estos problemas suelen surgir en el estudio del comportamiento de estructuras frágiles como son las juntas entre dovelas de hormigón sometidas a cortante. En estas estructuras, la concentración de tensiones da lugar a la aparición de una grieta que se propaga y se convierte en una superficie libre de tensiones. Dichas tensiones son redistribuidas en la estructura dando lugar a nuevas concentraciones de tensiones y nuevas grietas, pudiendo producirse snap-backs en la curva de respuesta carga-desplazamiento [44]. Esto da lugar a problemas de convergencia en el análisis no lineal independientemente del modelo de grieta utilizado y pueden evitarse aplicando el SLA, que permite el estudio post-pico en estructuras frágiles [29].

El SLA, resulta especialmente interesante para la aplicación de modelos de fractura ya que en el procedimiento de análisis se aplica un incremento de daño en lugar de un incremento de fuerza o desplazamiento. De esta manera se evitan los incrementos de daño demasiado grandes para un solo paso de carga o desplazamiento que ocurren en estructuras frági-

les y que son a menudo una fuente de problemas de convergencia y pueden influir en los resultados obtenidos numéricamente [19].

El método asume tres hipótesis [26]:

1. El crecimiento de grieta se basa en un incremento de daño. Para un nivel de daño fijo el material puede considerarse momentáneamente elástico con un módulo de rigidez secante para carga y descarga.
2. En lugar de una evolución continua del daño este se representa mediante una función a trozos que aumenta en cada paso, aplicado de manera local y a un único punto de integración cada vez.
3. Se considera una carga proporcional. El método SLA con carga no proporcional está actualmente en estudio [25, 26, 50]. DeJong [19] desarrolló un algoritmo para introducir una carga no proporcional pero este debe ser aplicado con cuidado, ya que la solución deja de ser lineal con respecto a la carga siendo esta una de las bases del método SLA.

Para la aplicación del método SLA, se realiza en primer lugar una discretización de la ley de ablandamiento de manera que la pendiente negativa de la curva que da lugar a problemas de convergencia es transformada en una serie de pendientes positivas obteniendo una función a trozos con forma de dientes de sierra (ver Figura 68 y Figura 69).

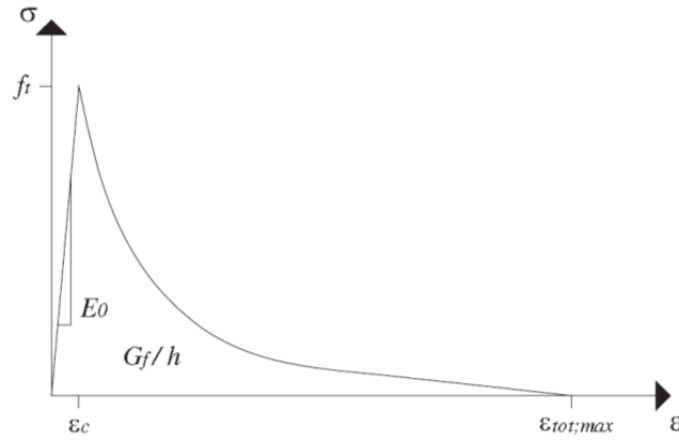


Figura 68. Ley de ablandamiento no lineal de Hordijk [51]

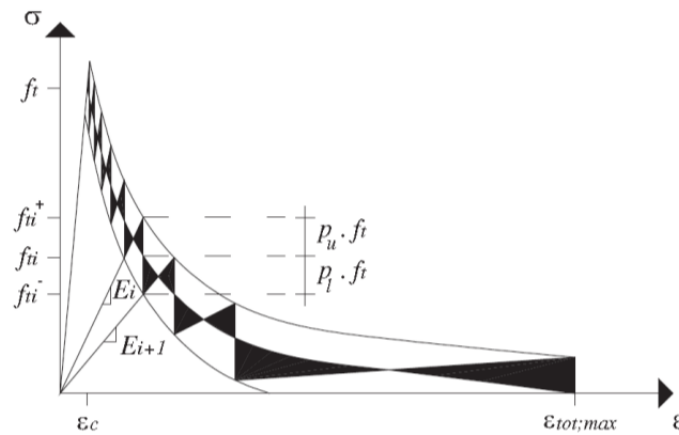


Figura 69. Ley de ablandamiento discretizada con forma de dientes de sierra [51]

En segundo lugar, el método de solución iterativo Newton-Raphson utilizado en el análisis no lineal es reemplazado por una serie de análisis lineales. En cada análisis se calcula un evento crítico, se incrementa la variable de daño y la curva carga desplazamiento será la secuencia de todos estos eventos críticos. Esta estrategia se ha demostrado que es robusta y fiable [45].

El procedimiento general explicado detalladamente por Slobbe en [51] sería el siguiente:

1. Se aplica una carga de referencia
2. Se calculan las tensiones principales mediante análisis lineal
3. Se determina el punto crítico, que es aquel en el que la tensión dividida por su resistencia da el valor mayor de toda la estructura
4. Se obtiene el multiplicador de la carga crítica λ_{crit} correspondiente al punto crítico, que se calcula como la resistencia dividida por la tensión en dicho punto
5. Se multiplica la carga de referencia por λ_{crit} y se determina de nuevo el estado tensional
6. Se aumenta el daño en el punto crítico reduciendo la resistencia y rigidez en dicho punto de acuerdo con el diagrama de ablandamiento de dientes de sierra
7. Se repiten los pasos del 1 al 6 sucesivamente con la resistencia y rigidez reducidas en el punto crítico calculado anteriormente, hasta que la estructura esté lo suficientemente dañada

Según el procedimiento descrito, solo un elemento puede pasar de su estado elástico al ablandamiento cada vez, evitando así problemas de bifurcación y garantizando una única solución.

En el caso de carga no proporcional como el peso propio o la fuerza de pretensado, el cálculo de λ_{crit} es más complejo y unas reglas generales de aplicación son difíciles de obtener [19]. La junta con llaves postensadas es un caso de carga no proporcional, en el que la fuerza de pretensado sería la carga no proporcional (F_A), que se mantiene constante durante todo el ensayo de resistencia de la junta, y la fuerza vertical aplicada que somete a cortante las llaves sería la carga proporcional (F_B).

El procedimiento aplicado por DeJong en [19] para el caso de carga no proporcional se explica a continuación:

1. Se aplica la carga no proporcional (F_A), se calcula el estado tensional correspondiente (σ_A) y se elimina la carga (F_A)
2. Se aplica la carga de referencia (F_B) y se calculan las tensiones (σ_B)

3. Se obtiene el multiplicador de la carga $\lambda_{1,2}$ para el que la tensión máxima principal resultante de la combinación de los estados tensionales anteriores $(\sigma_A + \lambda_{1,2} \sigma_B)$ alcance la resistencia tracción f_{ti}^+ en cada punto de integración
4. Se determina el punto crítico y se obtiene el multiplicador de la carga crítica λ_{crit} de la estructura
5. Se aplica la combinación de carga crítica multiplicando la carga de referencia (F_B) por el multiplicador de la carga crítica obtenido en el paso 4 $(F_A + \lambda_{crit} F_B)$ y se determina el estado tensional correspondiente
6. Se eliminan todas las cargas y se actualizan la resistencia y la rigidez del punto crítico de acuerdo con la curva de ablandamiento de dientes de sierra
7. Se repiten los pasos del 1 al 6 sucesivamente reduciendo las propiedades de resistencia y rigidez en un solo punto crítico en cada ciclo

Estos pasos están implementados en una versión adaptada de Diana y están descritos más detalladamente en [19].

6.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE COMPORTAMIENTO DEL MATERIAL

En el modelo “Total Strain”, la tensión se define en función de la deformación total. Antes de la fisuración, el comportamiento del hormigón es isotrópico, elástico y lineal, por lo que la ley tensión deformación en el caso de tensión plana puede expresarse como:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu_0}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (42)$$

Siendo

E_0 Módulo de deformación longitudinal inicial

ν_0 Coeficiente de Poisson inicial

Superada la resistencia a tracción, el comportamiento del material pasa a ser ortotrópico y la tensión es evaluada en los ejes locales orientados en la dirección de la grieta. Estos ejes pueden ser fijos (Total Strain Fixed Crack Model) o girar orientándose en las direcciones principales en cada incremento de deformación (Total Strain Rotating Crack Model). El SLA actualmente adopta el modelo Total Strain Fixed Crack Model con grieta secundaria ortogonal a la primera. La relación tensión-deformación total viene determinada por la expresión:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{nn} \\ \sigma_{tt} \\ \sigma_{nt} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{E_n}{1 - \nu_{nt}\nu_{tn}} & \frac{\nu_{tn}E_n}{1 - \nu_{nt}\nu_{tn}} & 0 \\ \frac{\nu_{nt}E_t}{1 - \nu_{nt}\nu_{tn}} & \frac{E_t}{1 - \nu_{nt}\nu_{tn}} & 0 \\ 0 & 0 & G_{red} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{tt} \\ \gamma_{nt} \end{pmatrix} \quad (43)$$

Siendo

E_n Módulo de deformación normal reducido

E_t Módulo de deformación tangencial reducido

G_{red} Módulo de elasticidad transversal reducido

Una vez iniciada la grieta, el módulo de deformación normal E_n y la resistencia a tracción en la dirección normal f_{tn} serán reducidos de acuerdo con la ley de ablandamiento de dientes de sierra (ver Figura 69), mientras que en la dirección tangencial en la que aún no ha habido daño E_t y f_{tt} siguen siendo iguales a E_0 y f_{t0} respectivamente. Estos parámetros se verían reducidos si aparece una grieta secundaria perpendicular a la primera grieta por superarse la resistencia a tracción también en esa dirección.

El coeficiente de Poisson será reducido proporcionalmente al módulo de deformación según las siguientes ecuaciones:

$$\nu_{nt} = \nu_0 \frac{E_n}{E_0} \quad \nu_{in} = \nu_0 \frac{E_t}{E_0} \quad (44)$$

6.2.1 LEY DE ABLANDAMIENTO EN TRACCIÓN

La clave del método SLA reside en cómo reducir las propiedades del material (resistencia, rigidez) para aplicar un incremento de daño en cada punto crítico. Esto se consigue a través de la relación constitutiva tensión-deformación discretizada con forma de dientes de sierra representada en la Figura 69.

La curva discretizada se construye a través de una banda de dos curvas paralelas a la original como se muestra en la Figura 69. Se define el número de dientes que tendrá la curva y p_u y p_l son incógnitas que se determinan a través de un proceso iterativo de manera que se cumplan las siguientes condiciones [51]:

1. El área bajo la curva discretizada de la ley de ablandamiento $(G_f/h)_{dis}$ debe ser igual al área bajo la curva original (G_f/h)
2. La deformación última de la curva discretizada $(\epsilon_{tot,max})_{dis}$ debe ser igual a la deformación última de la curva original $(\epsilon_{tot,max})$
3. El valor de f_t (perteneciente a la paralela inferior a la curva original), correspondiente al último punto de la curva discretizada, debe ser igual a cero para evitar que se sume un área negativa en el cálculo de $(G_f/h)_{dis}$

6.2.2 MODELO DE RETENCIÓN DE CORTANTE

Los modelos de grieta fija requieren la definición de un modelo de retención de cortante. En SLA se considera un modelo de retención de cortante variable, en el que el módulo de rigidez a cortante reducido se define como:

$$G_{red} = \frac{E_{\min}}{2 \left(1 + \nu_0 \frac{E_{\min}}{E_0} \right)} \quad \text{con} \quad E_{\min} = \min(E_n, E_t) \quad (45)$$

6.3 GEOMETRÍA, CARGAS Y CONDICIONES DE CONTORNO

En este capítulo se presenta en primer lugar un modelo realizado con Diana con algunas modificaciones con respecto al modelo del capítulo anterior para poder aplicarle el SLA. Esta técnica está actualmente en desarrollo en la Universidad Técnica de Delft, y actualmente no es posible introducir el comportamiento no lineal del hormigón en compresión, por ello es necesario comprobar que el comportamiento en compresión de toda la pieza se mantiene dentro de rama elástica. Además, en SLA no está implementado el Total Strain Rotating Crack, por lo que se realizará un nuevo cálculo con el modelo Total Strain Fixed Crack y se compararán los resultados con los obtenidos en el capítulo anterior para ver que estos cambios no afectan a la curva de respuesta.

El modelo realizado es similar al de Abaqus y puede verse en la Figura 70.

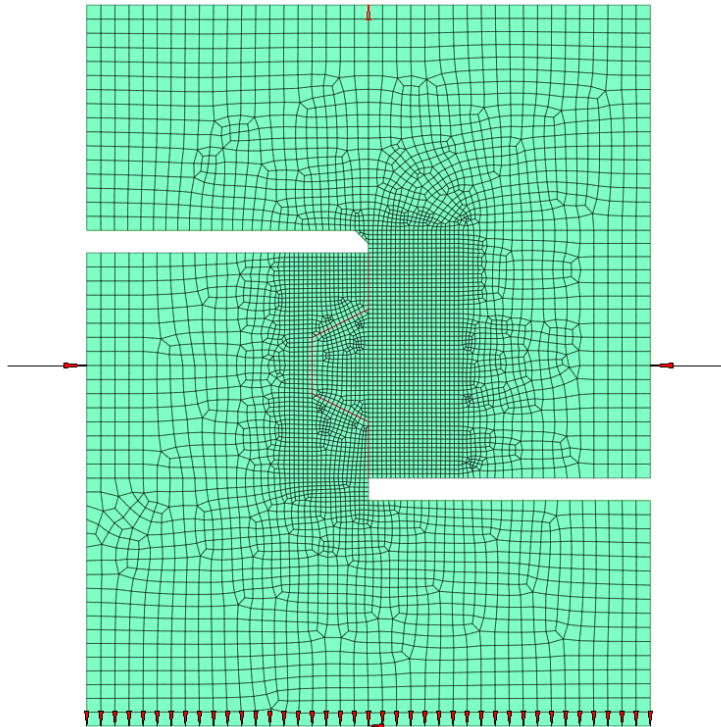


Figura 70. Modelo realizado en Fx+ para el análisis con Diana y SLA

El modelo, en 2-D, consta de dos partes independientes en contacto. Además, se aplican dos fuerzas que comprimen la junta y simulan la fuerza de pretensado de 50 kN (1 MPa). Las condiciones de contorno aplicadas impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio. La carga vertical aplicada en la parte superior central se modeliza como un desplazamiento impuesto de 1 mm.

La aplicación de las condiciones de contorno y fuerza se realiza en distintos pasos de carga. En el paso inicial, se aplican las condiciones de contorno y las propiedades del contacto. En el paso 1, se aplican las fuerzas de compresión. En el paso 2 se impone el desplazamiento.

6.4 MODELO DE MATERIAL

El modelo de material utilizado es el Total Strain Fixed Crack con una ley de ablandamiento no lineal de Hordijk en tracción. Para el SLA se utiliza una discretización de dicha ley de ablandamiento con 20 dientes de sierra. La resistencia a tracción directa es como en los modelos anteriores de 4.5 MPa, el módulo de deformación longitudinal 34.4 GPa y la energía de fractura 56 N/m.

En este modelo es necesario incluir un modelo de retención de cortante. Incluiremos el modelo variable de daño explicado, en el que el módulo de cortante G se reduce de manera similar al módulo de deformación longitudinal E una vez superada la resistencia a tracción del hormigón. El coeficiente de Poisson también se verá reducido una vez agrietado el material.

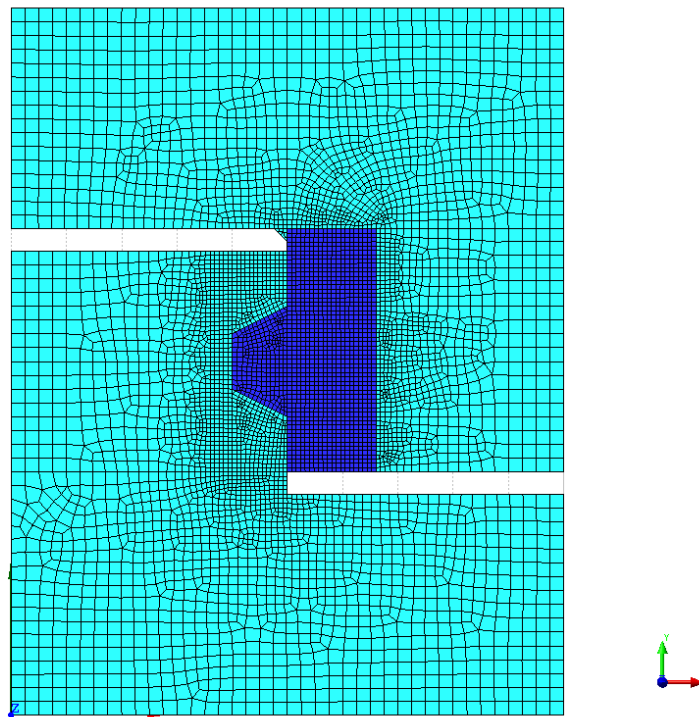


Figura 71. Esquema de modelos de material utilizados para el análisis con Diana y SLA

En este modelo se aplican dos modelos de material diferentes como puede apreciarse en la Figura 71. La llave (en azul), ha sido modelizada con un modelo de material que permite incluir las propiedades del hormigón a tracción, pero elástico y lineal en compresión. La parte del hormigón donde no aparecen grietas (en celeste) será modelizada con un material elástico y lineal tanto en compresión como en tracción.

6.5 CARACTERÍSTICAS DE LA MALLA

La malla está formada por elementos rectangulares de aproximadamente 12.5 mm de lado en los bordes y 4 mm en la parte central (ver Figura 71).

Los elementos utilizados son CQ16M [22], cuadriláteros de 8 nodos, isoparamétricos de tensión plana.

6.6 MODELO DE CONTACTO

En este modelo el contacto se introduce a través de elementos tipo junta CL12I [22]. Dicho elemento está formado por dos líneas de tres nodos cada una y dos desplazamientos por nodo, entre las que se establecen las propiedades para modelizar el comportamiento en la dirección normal y tangencial, basado en el modelo de fricción de Coulomb.

Estos elementos relacionan las tensiones actuantes en la interfase con los desplazamientos relativos de las dos caras del elemento. En primer lugar tendríamos la ecuación lineal que en coordenadas locales sería:

$$\begin{pmatrix} t_n \\ t_t \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{pmatrix} \quad (46)$$

Siendo:

t_n Tensión en la dirección normal de la junta

t_t Tensión en la dirección tangencial de la junta

Δu_n Desplazamiento relativo en la dirección normal de la junta

Δu_t Desplazamiento relativo en la dirección tangencial de la junta

k_n Constante de proporcionalidad elástica en la dirección normal

k_t Constante de proporcionalidad elástica en la dirección tangencial

El valor elegido para las constantes es, según lo explicado en el capítulo anterior, $k_n = 1700 \text{ N/mm}^3$ y $k_t = 716.66 \text{ N/mm}^3$.

En segundo lugar, el modelo de fricción de Coulomb establece la tensión tangencial máxima para cada valor de la tensión normal, superada la cual se produce deslizamiento entre las superficies. Dicha tensión máxima será:

$$t_t = \mu \cdot t_n \quad (47)$$

Siendo $\mu = 0.72$ el valor tomado para el coeficiente de rozamiento.

6.7 RESULTADOS

En primer lugar, comprobamos que las modificaciones introducidas en el modelo de Diana no afectan a la respuesta obtenida y por tanto es válido para aplicar el método SLA. Esto puede verse en la Figura 72, en la que el modelo 4 es el explicado en el presente capítulo con las modificaciones introducidas y el modelo 1 corresponde a uno de los modelos de Diana del capítulo anterior:

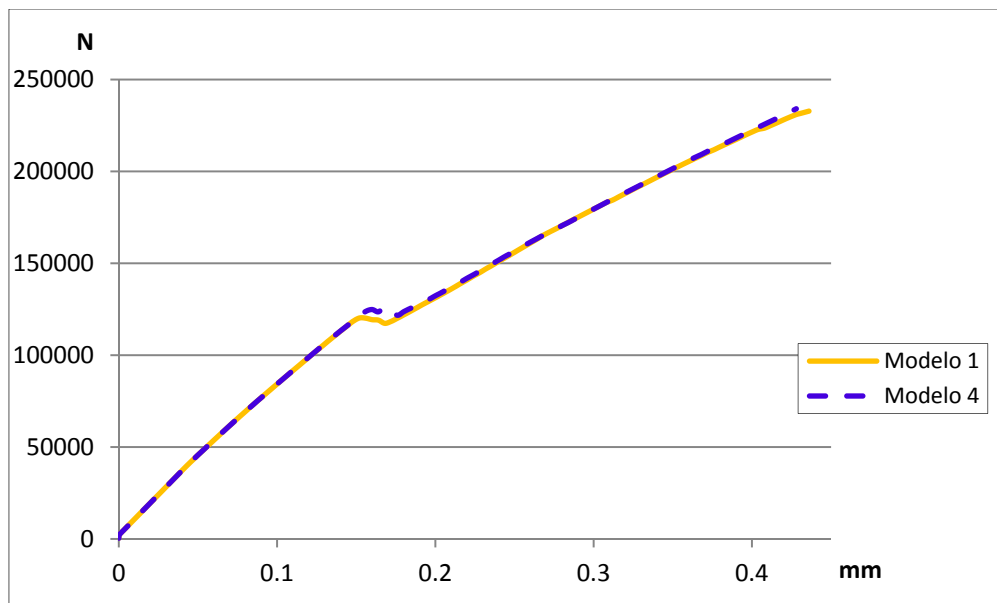


Figura 72. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para los modelos 1 y 4

De la gráfica anterior pueden sacarse la conclusión de que las modificaciones introducidas no afectan a la respuesta, por lo que pueden realizarse para la aplicación del SLA y los resultados que se obtengan podrán compararse con los obtenidos en este cuarto modelo.

La curva carga-desplazamiento obtenida con SLA se muestra en la Figura 73:

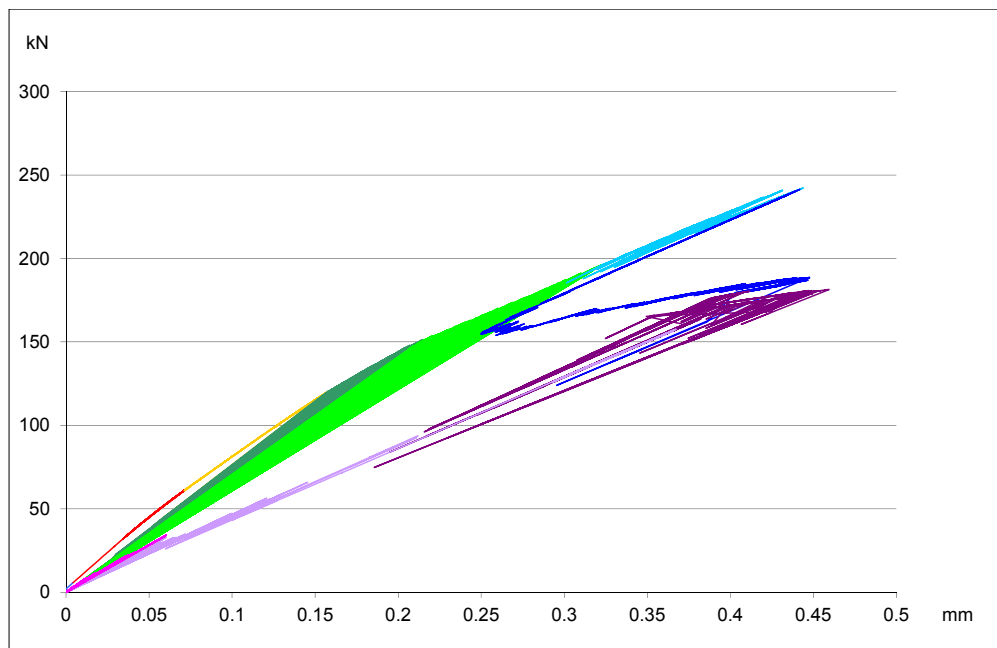


Figura 73. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA

En primer lugar, se observa una serie de retrocesos en la curva que dificultan la comprensión de lo que está ocurriendo realmente. Analizando estos puntos, puede verse que se derivan de la secuencia de cálculos lineales propios del SLA pero no se corresponden con la respuesta real de la estructura. Esto se ve representando la curva carga-desplazamiento en el punto de aplicación de la fuerza de pretensado, ya que una vez alcanzado el valor de 50 kN debería mantenerse constante y no ser reducida como se ve en la Figura 74:

**MODELO DE ANÁLISIS SECUENCIAL LINEAL PARA EL ESTUDIO DEL
COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS**

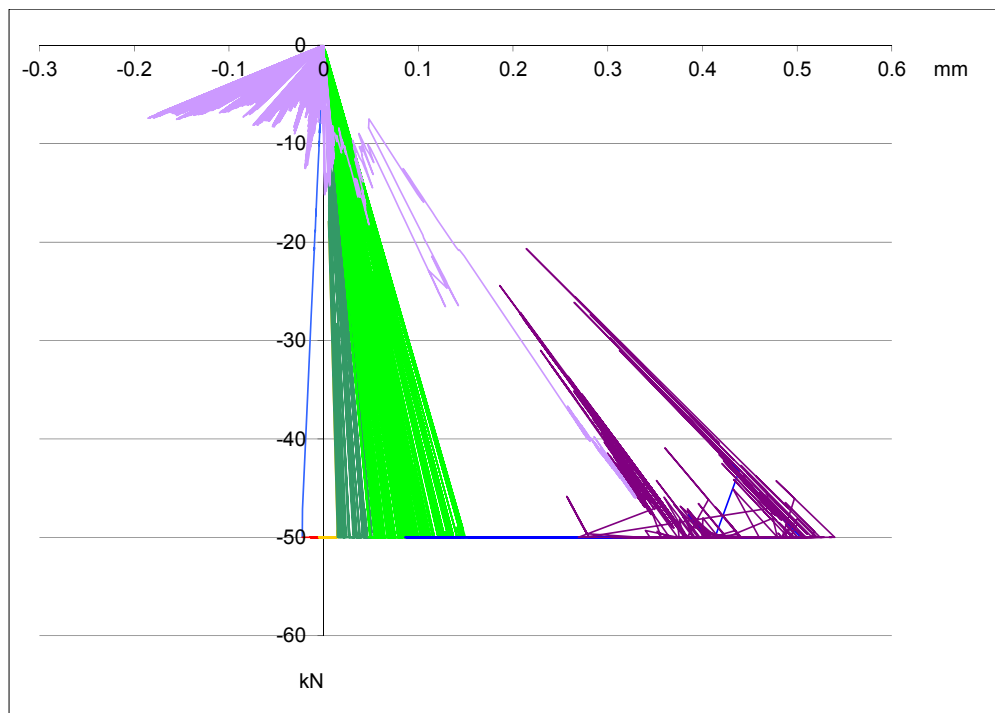


Figura 74. Fuerza de pretensado aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA

Sin embargo, representando de manera diferenciada los puntos en los que la carga de pretensado ha sido reducida, se ven claramente los puntos de la curva que tienen sentido físico y los que no. En la Figura 75 se representa en azul la evolución real de la carga de pretensado. Los puntos en verde no se corresponden con el comportamiento real de la estructura, pero dada la naturaleza del SLA en el que se calculan una serie de eventos lineales independientes, estos pueden considerarse como puntos intermedios de cálculo que no deben ser considerados al representar la curva que considere el comportamiento real de la estructura. De hecho, si se representan de la misma manera diferenciada estos puntos en la curva carga-desplazamiento, se ve claramente la evolución real de la carga aplicada en la Figura 76.

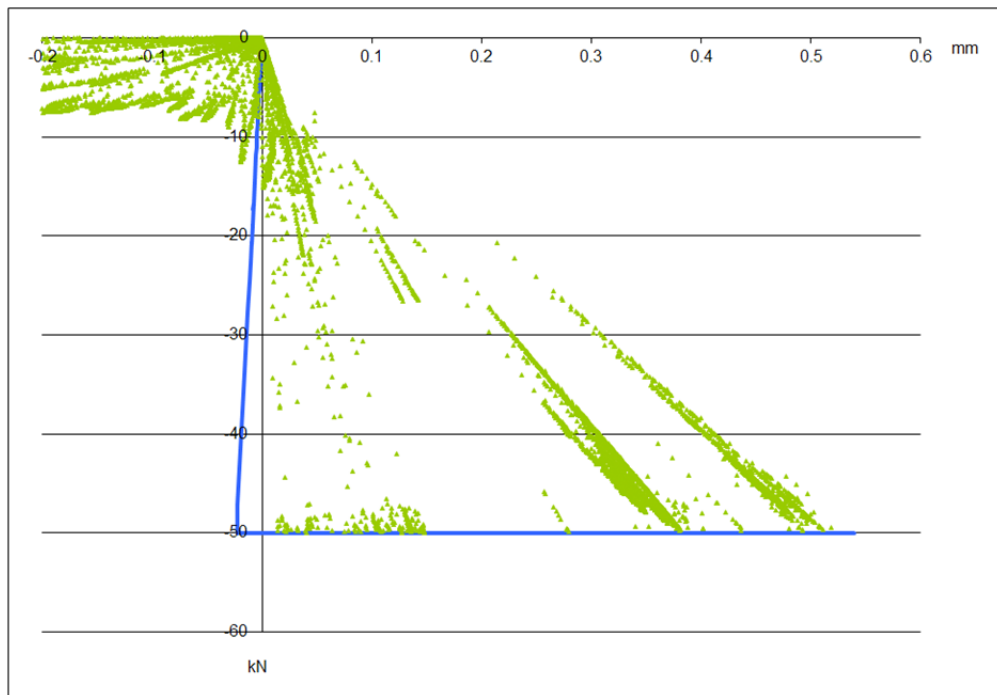


Figura 75. Fuerza de pretensado aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA, siendo representados en azul los puntos correspondientes a la evolución real de la carga de pretensado y en verde puntos intermedios de cálculo

**MODELO DE ANÁLISIS SECUENCIAL LINEAL PARA EL ESTUDIO DEL
COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS**

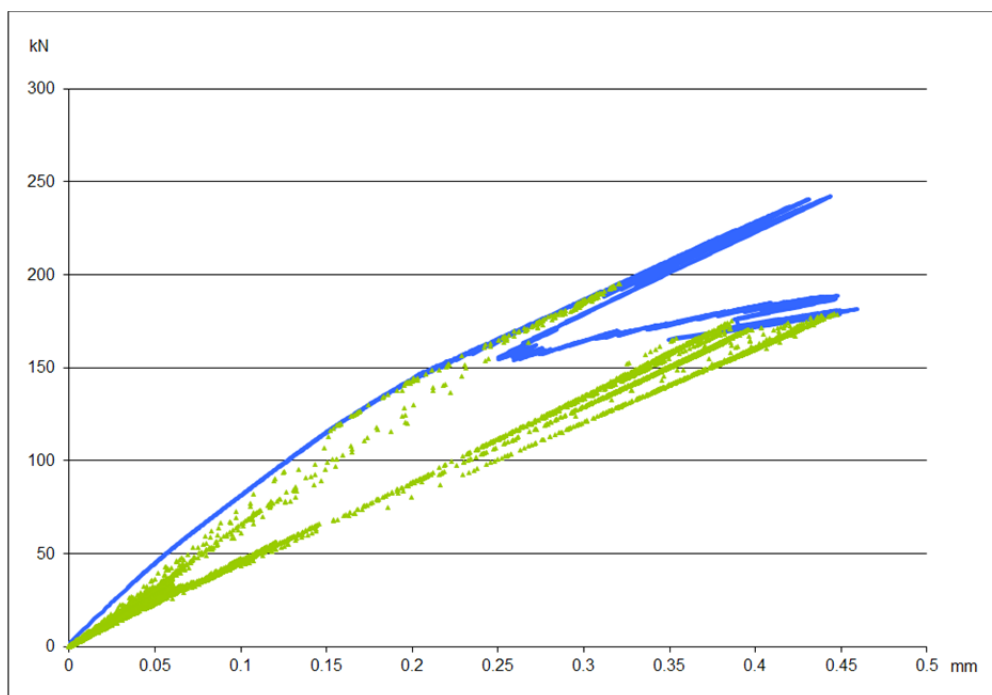


Figura 76. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA, siendo representados en azul los puntos correspondientes a la evolución real de la fuerza aplicada y en verde puntos intermedios de cálculo

Considerando sólo los puntos que tienen sentido físico se obtiene la Figura 77 en la que puede analizarse más claramente el comportamiento de la estructura.

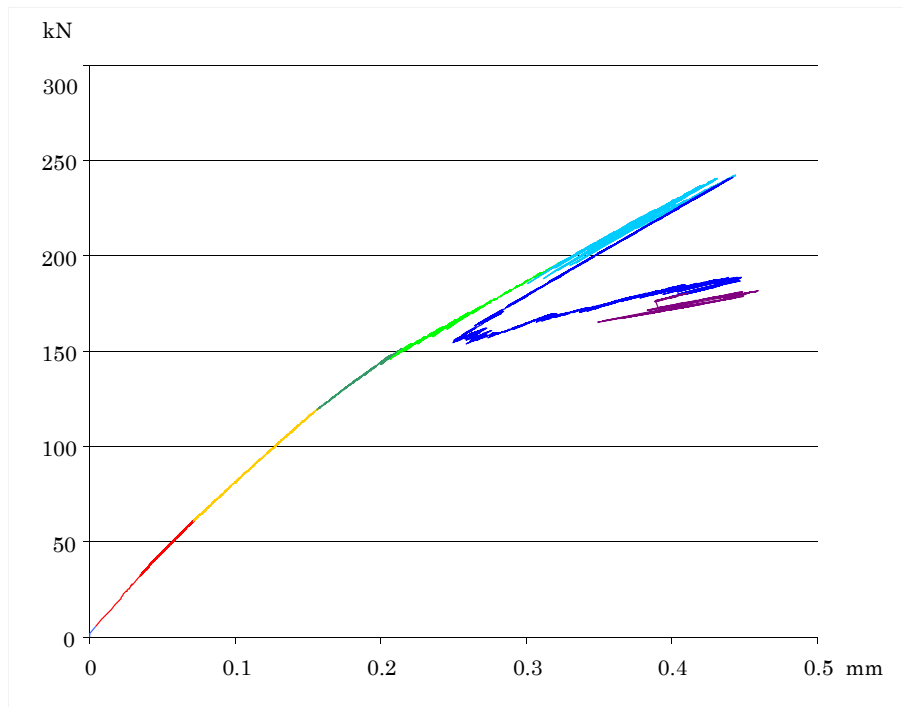


Figura 77. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA, representando únicamente los puntos correspondientes a la evolución real de la fuerza aplicada

En la Figura 77 se observa en distintos colores el comportamiento de la estructura. La primera parte corresponde a la aplicación de la fuerza de pretensado que puede apreciarse también en la Figura 74 como la parte que crece linealmente hasta llegar a 50 kN. A continuación la fuerza sigue aumentando y aparecen la primera grieta activa, es decir, los primeros elementos superan la resistencia a tracción, como puede verse en la Figura 78. En este punto empiezan a ser necesarios varios análisis lineales para hallar el punto siguiente en la curva carga-desplazamiento, que son los retrocesos que pueden apreciarse en verde en la Figura 78. Más adelante, algunas grietas abiertas completamente, cuya tensión es cero y han superado la deformación última, comienzan a estar inactivas, es decir, la deformación va disminuyendo para tensión nula, continuando los retrocesos observados en la curva carga-desplazamiento. Es la parte representada en verde claro. La carga máxima se aprecia en la parte representada en celeste, y cuando aparece la segunda grieta se produce un

snap-back que se representa en azul. A medida que crece la segunda grieta, la fuerza vuelve a aumentar hasta que esta segunda grieta rompe por completo la llave y se produce el fallo total de la estructura. La última parte en morado ya no tiene sentido físico ya que la fuerza de pretensado no vuelve a alcanzar el valor de 50 kN.

En la Figura 78 se representa la curva carga-desplazamiento con el detalle del estado de agrietamiento correspondiente a diferentes puntos. En azul se representan los elementos deformados cuyo estado es elástico y lineal, es decir, que aún no ha alcanzado la resistencia a tracción. Los elementos en verde son aquellos en los que se ha superado la resistencia a tracción pero mantienen cierta tensión ya que se encuentran en la rama de ablandamiento y en rojo aquellos elementos que han superado la deformación última y cuya tensión es cero.

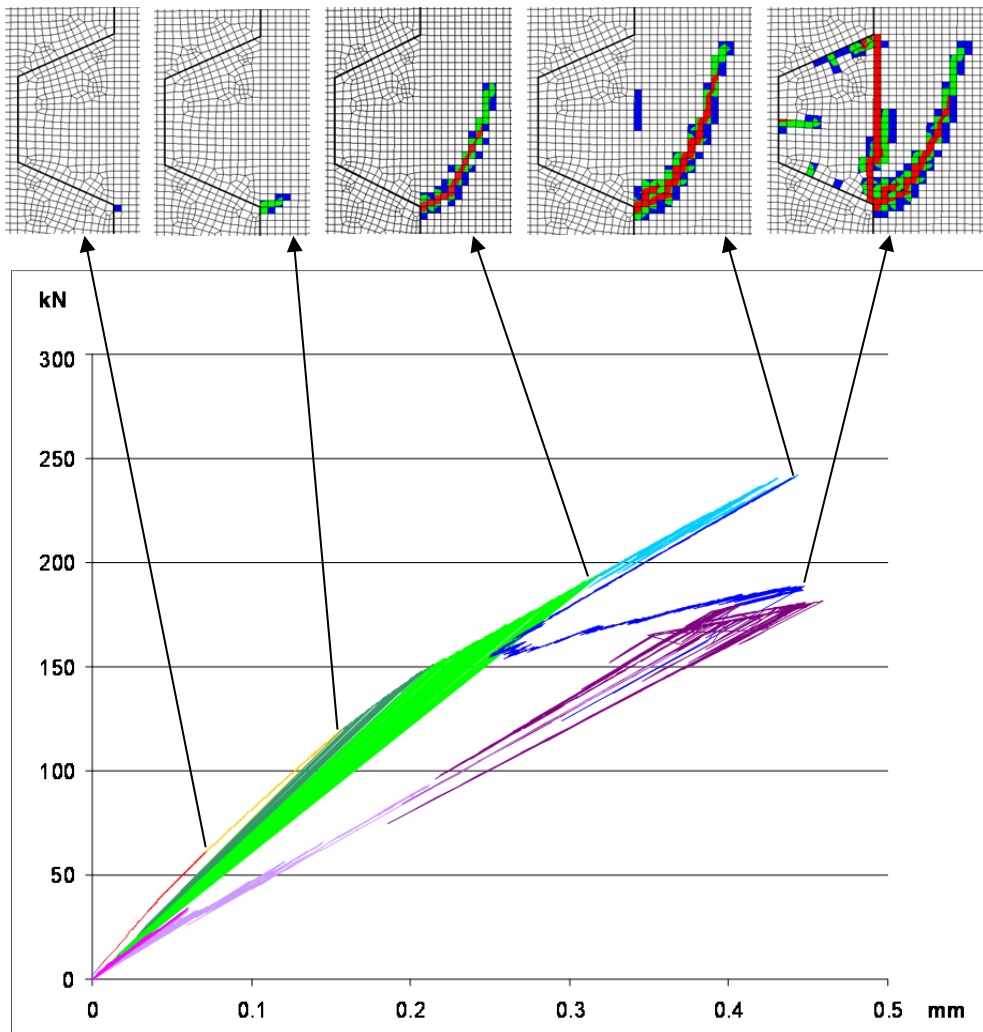


Figura 78. Fuerza aplicada frente a desplazamiento para el modelo de SLA y patrones de grieta correspondiente a diferentes puntos de la curva

Los patrones de grieta obtenidos coinciden con los experimentales [62] y con los obtenidos anteriormente con Diana y Abaqus.

Finalmente, comparando la curva carga-desplazamiento obtenida mediante análisis no lineal con Diana y Abaqus y mediante análisis lineal secuencial SLA (ver Figura 79) se concluye que los tres métodos son válidos para calcular la fuerza máxima resistida por la junta a cortante, así como la evolución de las grietas, pero el método SLA es el único que per-

mite estudiar el comportamiento post-pico y los snap-backs que se producen. Cabe destacar también como ventaja la ausencia de problemas de convergencia con este método.

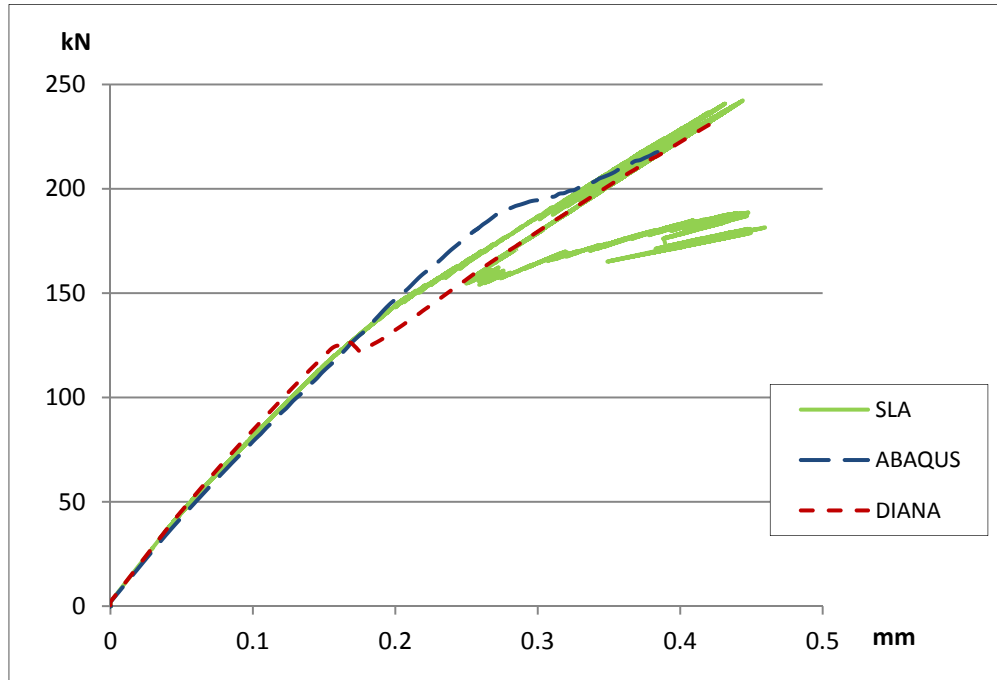


Figura 79. Comparación de los resultados obtenidos de la curva fuerza aplicada frente a desplazamiento para los modelos de SLA, DIANA y ABAQUS

6.8 CONCLUSIONES

En primer lugar es importante destacar la validez del modelo SLA para calcular el comportamiento de las juntas secas postensadas incluida la fuerza de pretensado que es una carga no proporcional. Esto puede verse en la comparación con los resultados obtenidos anteriormente mediante análisis no lineal, que habían sido previamente contrastados con resultados experimentales, tanto en el valor de la carga como en los patrones de grietas obtenidos.

Separando los puntos de la curva en los que la fuerza de pretensado ha sido reducida de aquellos que tienen sentido físico, se obtiene la curva carga-desplazamiento evitando los retrocesos típicos de las curvas obtenidas con SLA y aumentando considerablemente la claridad en los resultados.

La comparación con los resultados obtenidos mediante Diana y Abaqus permite concluir que los tres métodos son válidos para calcular la fuerza máxima resistida por la junta a cortante, así como la evolución de las grietas por la similitud con los resultados experimentales. Sin embargo, el método SLA es el único que nos permite estudiar el comportamiento post-pico y los snap-backs que se producen, típicos de estructuras frágiles como las juntas secas sometidas a cortante. Es una ventaja también de este método la ausencia de problemas de convergencia. Todo esto demuestra el gran potencial de este método actualmente en desarrollo.

CAPÍTULO 7.

CONCLUSIONES Y DESARROLLOS FUTUROS

7.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha realizado en primer lugar un estudio bibliográfico sobre la situación actual del conocimiento del comportamiento en fractura de las juntas secas con llaves postensadas sometidas a cortante, tanto de los ensayos experimentales realizados como de los modelos numéricos desarrollados por diferentes autores, así como de las propuestas para el cálculo de la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves múltiples de las distintas normativas y autores. Una vez recopilada la formulación existente, se ha llevado a cabo una comparación exhaustiva entre las fórmulas propuestas por las diversas normativas y algunos autores, en la que se hace patente la gran diferencia que existe entre los resultados obtenidos utilizando una fórmula u otra.

En la segunda parte de la tesis se han desarrollado tres modelos en elementos finitos con diferentes programas (Abaqus, Diana y SLA) para estudiar el comportamiento en fractura de la junta seca con llaves, así como del valor de la resistencia a cortante dependiendo del número de llaves y nivel de pretensado. Dicho modelo ha sido validado con resultados experimentales existentes en la bibliografía. Además, se ha realizado una puesta a punto de los modelos de material disponibles en dichos programas para modelizar el hormigón, y se han aplicado dichos modelos analizando las ventajas e inconvenientes de cada uno de ellos. El modelo de material también ha sido validado con el ensayo a flexión en tres puntos sobre probeta entallada, del que se tienen resultados experimentales

obtenidos previamente en nuestro laboratorio, tanto de la carga última de la probeta como de la curva fuerza-desplazamiento, incluida la rama post-pico.

Más concretamente, se ha realizado en primer lugar un análisis no lineal utilizando Abaqus y un modelo para hormigón de grieta fija y en segundo lugar un análisis no lineal con el programa Diana y un modelo para hormigón de grieta giratoria. Se ha calculado la resistencia última de la junta para diferentes tensiones de pretensado y número de llaves, analizando la aparición y crecimiento de grietas hasta la rotura. Se han contrastado los resultados obtenidos con Abaqus con los obtenidos en Diana, siendo el error máximo obtenido con respecto a la fuerza máxima aplicada del 5.4%. Esto es importante porque el modelo de Abaqus tenía ciertas limitaciones. La primera era no poder usar en el mismo elemento un modelo de material que permitiera incluir un comportamiento no lineal en compresión y tracción simultáneamente, siendo necesario modelar con diferentes modelos de material las zonas de la pieza que trabajan principalmente a tracción y las que están sometidas a compresión. La segunda limitación encontrada en el modelo de material de Abaqus era la necesidad de incluir un factor de retención de cortante que, a pesar de ser un valor poco estudiado y que no se puede medir experimentalmente, afecta significativamente a los resultados numéricos obtenidos con el modelo. Ambas limitaciones quedan resueltas utilizando el modelo de material de Diana, ya que es posible modelar el comportamiento no lineal en tracción y en compresión en el mismo elemento y porque el factor de retención de cortante no es necesario incluirlo en el modelo de grieta giratoria disponible en Diana. El hecho de que los resultados obtenidos con Abaqus y Diana sean prácticamente iguales prueba que se ha utilizado un modelo de retención de cortante adecuado y que efectivamente no hay ninguna zona en nuestro modelo en la que sea necesario incluir propiedades no lineales tanto en tracción como en compresión, y por tanto con dicha comparación se corrobora que los resultados obtenidos con Abaqus son perfectamente válidos.

En tercer lugar se ha llevado a cabo un análisis lineal secuencial como alternativa al análisis no lineal, adecuado en estructuras extremadamente frágiles debido a que evita los problemas de convergencia y bifurcación

típicos de este tipo de estructuras. Cabe destacar que los resultados obtenidos muestran la validez del modelo SLA para calcular el comportamiento de las juntas secas postensadas incluida la fuerza de pretensado que es una carga no proporcional, que puede verse en la similitud que se ve al comparar con los resultados obtenidos anteriormente mediante análisis no lineal, que habían sido previamente contrastados con resultados experimentales, tanto en el valor de la carga como en los patrones de grietas obtenidos. Esto es importante debido a que la introducción de una carga no proporcional en el modelo es una parte que actualmente continúa siendo estudiada en la Universidad Técnica de Delft.

La comparación con los resultados obtenidos mediante Diana y Abaqus permite concluir que los tres métodos son válidos para calcular la fuerza máxima resistida por la junta a cortante, así como la evolución de las grietas por la similitud con los resultados experimentales. Sin embargo, el método SLA es el único que nos permite estudiar el comportamiento post-pico y los snap-backs que se producen, típicos de estructuras frágiles como las juntas secas sometidas a cortante. Es una ventaja también de este método la ausencia de problemas de convergencia. Todo esto demuestra el gran potencial de este método actualmente en desarrollo en la Universidad Técnica de Delft.

Dentro de la segunda parte también se ha obtenido una fórmula para la estimación de la resistencia a cortante de las juntas secas postensadas con llaves, que se ajusta a los resultados numéricos obtenidos con un error máximo de 8.7% para el caso de hormigón de 50 MPa de resistencia a compresión y presión de pretensado inferior a 3 MPa. Dicha fórmula incluye un término que expresa la dependencia del número de llaves que no se recoge en las fórmulas anteriores.

El análisis de los resultados muestra cómo la tensión tangencial media en la junta, que representa la eficiencia de las llaves, disminuye al aumentar el número de llaves. Sin embargo, este efecto es menor al aumentar la compresión en la junta. Para el caso de 3 MPa, la tensión tangencial media es independiente frente al número de llaves. Esto es debido a que una presión de pretensado alta en la junta hace que esta tenga un comportamiento más plástico, permitiendo que todas las llaves puedan desarrollar su resistencia. Se puede concluir por tanto que para tensiones

superiores a 3 MPa el comportamiento sería similar al de 3 MPa, siendo la tensión tangencial media en la junta independiente del número de llaves. Por tanto, para presiones de pretensado superiores a 3 MPa no sería necesario introducir un coeficiente que considere esta dependencia del número de llaves.

Además, se ha realizado una comparación de la resistencia a cortante obtenida mediante la fórmula de estimación de la presente tesis con las fórmulas propuestas por la ATEP, por la AASHTO, por Turmo y por Rombach, para el caso de 1, 3, 5 y 7 llaves en función de la presión de pretensado. Entre los resultados obtenidos cabe destacar que los resultados según la fórmula de la AASTHO quedan del lado de la inseguridad para más de una llave y que los resultados según la ATEP quedan muy del lado de la seguridad, siendo en algunos casos el valor estimado por la ATEP para la resistencia a cortante de menos de la mitad del obtenido numéricamente. Es además la fórmula más conservadora de entre todas las propuestas por diferentes autores y estudiadas en la presente tesis, subestimando la resistencia a cortante de las juntas con llaves en la mayoría de los casos estudiados.

Finalmente, para el desarrollo del estudio experimental, se ha realizado un modelo de elementos finitos que ha permitido diseñar los elementos auxiliares necesarios para la aplicación de la fuerza de pretensado y realizar las comprobaciones necesarias para evitar la fisuración en las piezas de hormigón durante su manipulación en el laboratorio y la rotura local por concentración de tensiones al aplicar la carga, teniendo en cuenta la excentricidad introducida al pretensar los cordones de manera sucesiva.

7.2 DESARROLLOS FUTUROS

En la presente tesis se han diseñado los elementos auxiliares necesarios para la realización de los ensayos experimentales para obtener la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves postensadas. Se considera por tanto importante continuar la investigación dentro del área de mecánica de la fractura del hormigón mediante la realización de los ensayos

de laboratorio que constatarían los resultados numéricos obtenidos. Dichos ensayos consistirían en la rotura de juntas con diferente número de llaves y para distintos niveles de pretensado, obteniendo experimentalmente la resistencia última de la junta. Es necesario calibrar el modelo de análisis numérico a partir de las propiedades del hormigón obtenidas experimentalmente, tales como módulo de deformación longitudinal, resistencia a compresión, resistencia a tracción y energía de fractura, además de la resistencia última de la junta.

Desde el punto de vista numérico, sería interesante ampliar el estudio realizado para presiones de pretensado mayores y calcular el nivel máximo de pretensado que soporta la junta sin dañarse.

También podría continuarse la investigación con la ampliación de los valores de la resistencia a compresión del hormigón, así como con la aplicación de hormigones de alta resistencia y, a la vista de los resultados, proponer una revisión de la normativa actual en lo referente al cálculo de la resistencia a cortante de juntas secas con llaves postensadas.

CONCLUSIONS

Firstly, it has been reviewed the state of the art in fracture behavior of post-tensioned dry keyed joints under shear loading. Experimental works and numerical models published in the literature have been studied, as well as the formulas proposed by design codes and various authors to evaluate the shear capacity of dry joint with multiple keys. The comparison of all these formulas reveals that they lead to very different values.

In the second part of this thesis, three finite element models have been developed (in Abaqus, Diana y SLA). It has been analyzed the fracture behavior of dry keyed joints as well as the shear capacity depending on the number of keys and the prestressing stress. The models have been validated with experimental results from the literature. Diverse material models available in these programs have been applied pointing out the advantages and disadvantages of each one. To validate the material model used, it has been developed a numerical model of a notched beam subjected to three-point bend test, and the results have been compared with experimental data about the peak value of the load-displacement curve and post-peak part.

More specifically, a non-linear analysis has been carried out in Abaqus using Brittle Cracking model, and a non-linear analysis in Diana with the Rotating Crack model. The ultimate shear capacity has been calculated for different prestressing stresses and number of keys, analyzing the crack formation and propagation until the complete loss of strength of the joint. The peak loads obtained with Diana are very similar to the Abaqus results, with a maximum error of 5.4%. This is important because the Abaqus model presents two main limitations. The first one is that it is not able to use in the same element a non-linear behavior in tension and in compression. The second one is the necessity to include a shear retention law that affects significantly the results but at the same time it is an area in need of further research. Both limitations are solved by using the Rotating Crack model in Diana because the non-linear behavior in tension and compression can be modeled simultaneously and because it is not necessary to include the shear retention factor. The re-

CONCLUSIONS

sults from Diana are in good agreement with the data obtained with Abaqus. This fact proves the validity of Abaqus model despite the limitations outlined above.

Thirdly, a Sequentially Linear Analysis (SLA) has been performed. The SLA is appropriate for brittle structures because it avoids convergence and bifurcation problems. The good agreement with Abaqus results shows the validity of SLA method to study the dry keyed joints behavior, including the prestressing force that is a non-proportional load. It is important because the use of non-proportional loading is at present an area of ongoing research at the Delft University of Technology.

A formula to estimate the shear capacity of post-tensioned dry keyed joints has been obtained. The formula reproduces the numerical results with a maximum error of 8.7 % for concrete compressive strength of 50 MPa and a prestressing stress up to 3 MPa. The formula includes a factor that describes the joint behavior depending on the number of keys. The existing formulas do not include any factor that takes into account this dependence.

The average shear stress transferred across the joint decreases as the number of keys increases, but this effect declines with higher prestressing stress in the joint, becoming negligible for 3 MPa. This is due to the fact that a high compressive stress makes the joint have a more plastic behavior, so all the keys are able to fully develop their capacity. It can be concluded that for compressive stress greater than 3 MPa the behavior would be similar to the case of 3 MPa and the average shear stress transferred across the joint independent of the number of keys. Consequently, if the existing formulation to estimate the shear capacity of dry keyed joints is applied for prestressing stress superior to 3 MPa, it would not be necessary to include any factor taking into account the dependence on the number of keys.

Furthermore, it has been made a comparison of the shear capacity obtained from the estimation formula presented in this thesis with the formulas proposed by ATEP, AASHTO, Turmo and Rombach, for 1, 3, 5 and 7 keys and depending on the prestressing stress. It should be pointed out that the results from the AASHTO formula overestimate the shear ca-

capacity of multiple-keyed dry joints. On the other hand, the estimations from the ATEP formula remain far on the conservative side.

For the experimental study, a final finite element model has been developed to design the auxiliary elements needed to apply the prestressing force. The stresses in the specimen have been checked to avoid cracking during handling in the laboratory. The stresses in the joint during loading have been also verified taking into account the eccentricity caused when the tendons are prestressed successively.

The test setup to obtain experimentally the shear strength of dry keyed joints and the auxiliary elements has been designed. It is therefore considered important as further research to carry out the tests to confirm the numerical results of this thesis. The shear capacity of the joints for different number of keys and prestressing stresses should be obtained, as well as concrete properties such as elastic modulus, compressive strength, tensile strength and fracture energy.

From the numerical point of view, it would be interesting to extend the investigation increasing the prestressing stresses. It can be also calculated the maximum prestressing load that it is possible to apply before causing any damage to the joint.

The research can be also continued applying to the model different compressive strengths and also high-strength concrete. Considering the results, a proposal to improve the existing formula to estimate the shear capacity of post-tensioned dry keyed joints should be made.

ANEXO

Este capítulo anexo tiene por objeto exponer las investigaciones realizadas en orden a determinar un protocolo de ensayo para el laboratorio de estructuras dentro de la línea de investigación de mecánica de la fractura del hormigón estructural para la obtención experimental de la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves postensadas para distintas presiones de pretensado (2, 3 y 4 MPa) y número de llaves (3 y 7 llaves).

Para ello será necesario calcular la fuerza de pretensado que es necesario aplicar y diseñar unos elementos auxiliares que soporten dicha fuerza.

Este anexo presenta una simulación del proceso de pretensado de los cables de manera sucesiva modelizando en tres dimensiones los elementos auxiliares necesarios mediante el programa de cálculo de elementos finitos Abaqus. Con dicho modelo se han diseñado las piezas auxiliares que resistan la fuerza de pretensado y se han realizado las comprobaciones necesarias para evitar la fisuración en las piezas de hormigón durante su manipulación en el laboratorio y la rotura local por concentración de tensiones al aplicar la carga.

DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS

A.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo anexo se presenta el diseño de los ensayos experimentales para obtener la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves postensadas para distintas presiones de pretensado (2, 3 y 4 MPa) y número de llaves (3 y 7 llaves).

Para ello será necesario calcular la fuerza de pretensado que es necesario aplicar y diseñar unos elementos auxiliares que soporten dicha fuerza.

Se realizará un cálculo de elementos finitos con el programa Abaqus para comprobar que dichas piezas resisten la fuerza de pretensado y que en ningún punto de las piezas de hormigón se supera la resistencia a tracción ni a compresión del hormigón.

A.2 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

El ensayo consiste en la rotura a cortante de una junta con llaves, formada por dos piezas de hormigón pretensadas y unidas mediante junta seca. Para ello se aplica una fuerza vertical a una de las dos piezas dispuestas de manera que la junta esté sometida únicamente a cortante. Para evitar la rotura local del hormigón en torno a la carga aplicada se dispondrá de una placa metálica que distribuya las tensiones.

La fuerza de pretensado que comprime la junta se aplica mediante una serie de cordones de pretensado colocados a ambos lados de la junta. Para la colocación de los cordones será necesario disponer de unos elementos auxiliares, que serán en este caso unas piezas metálicas formadas por un UPN reforzado con pletinas de acero como puede verse en la Figura 80.

Como el pretensado se aplica de manera sucesiva, se dispondrán unas barras roscadas que inmovilicen las piezas metálicas auxiliares previamente a la aplicación del pretensado aplicando una pequeña precompresión a la junta. Dichas barras tendrán también la función de resistir las tracciones generadas al aplicar la primera fuerza de pretensado en el lado contrario al cable que se pretensa, hasta que todos los cables sean tensados y la resultante de dichas fuerzas quede centrada en la junta.

Además, se colocarán unas planchas de neopreno entre el hormigón y las piezas metálicas auxiliares para evitar concentraciones de tensiones. También pueden verse en la Figura 80 las placas de anclaje del pretensado.

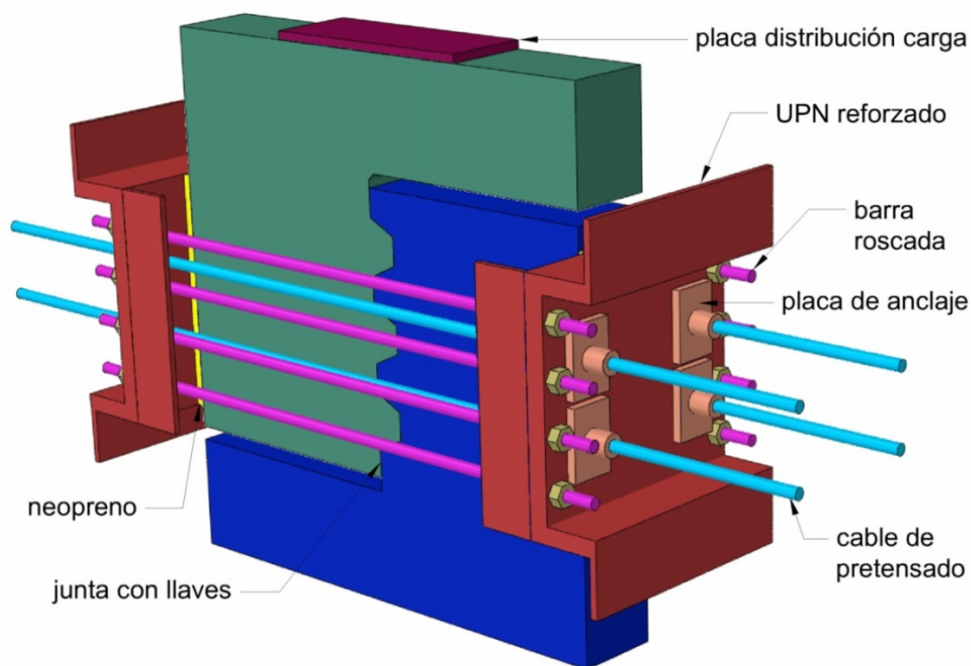


Figura 80. Configuración del ensayo de la junta y elementos auxiliares

A.3 CÁLCULO DE FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA

En primer lugar, se presentan en la Tabla 9 los resultados esperados para la resistencia a cortante de las juntas a ensayar, para diferente número de llaves y presión de pretensado, obtenidos con la fórmula de estimación de la resistencia a cortante obtenida en la presente tesis. La carga máxima esperada para 7 llaves y 4 MPa es de 2475 kN.

Tabla 9. Estimación de los resultados esperados para la resistencia a cortante de las juntas (kN)

	2 MPa	3 MPa	4 MPa
3 llaves	768	936	1125
7 llaves	1608	2068	2475

Como la carga máxima del pórtico disponible en el laboratorio es de 2500 kN, se decide realizar los ensayos con un espesor reducido para no llevar el pórtico al límite y para no correr el riesgo de no romper la junta debido a que la carga real obtenida sea mayor de la estimada. Reduciendo el espesor a 150 mm, la carga máxima esperada para 7 llaves 4 MPa será de 1485 kN (ver Tabla 10).

Tabla 10. Estimación de los resultados esperados para la resistencia a cortante de las juntas (kN) para 150 mm de espesor de las probetas

	2 MPa	3 MPa	4 MPa
3 llaves	461	562	675
7 llaves	965	1241	1485

Teniendo en cuenta la reducción de espesor, la fuerza de pretensado de diseño en cada caso según el número de llaves y presión de pretensado a obtener se muestran en la Tabla 11. No obstante, será necesario calcular las pérdidas que se producirán en el proceso de pretensado (detallado en

el apartado A.5). La fuerza de pretensado inicial a aplicar teniendo en cuenta las pérdidas se detalla en la Tabla 12.

Tabla 11. Fuerza de pretensado de diseño (kN)

	2 MPa	3 MPa	4 MPa
3 llaves	150	225	300
7 llaves	330	495	660

Tabla 12. Fuerza de tesado inicial (kN)

	2 MPa	3 MPa	4 MPa
3 llaves	648	724	800
7 llaves	654	822	990

Si utilizamos cordones de 7 alambres Y 1860 S7 de 15.2 mm, con un mínimo de 2 cordones y siempre un número par, el número de cordones necesarios para cada uno de los ensayos a realizar será de 4 cordones para 3 llaves y 6 para 7 llaves.

A.4 CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS AUXILIARES PARA LA APLICACIÓN DE LA FUERZA DE PRETENSADO

Para aplicar la fuerza de pretensado se disponen dos piezas metálicas formadas cada una por un perfil UPN 400 reforzado con dos perfiles L 110 x 110 x 12 que aumentan su rigidez a flexión. Dichas piezas se apoyan en la probeta de hormigón y están unidas entre sí mediante ocho barras roscadas, cuatro a cada lado de la junta, como se muestra en la Figura 80.

Se realizan dos modelos en elementos finitos, uno de la junta de tres llaves y otro de la junta de siete llaves, para comprobar que las tensiones que se producen tanto en las piezas auxiliares como en la probeta de hormigón al tesar los cordones de pretensado sucesivamente son admi-

bles. Se comprobarán las tensiones producidas al tesar un cable, ya que es el caso más desfavorable con respecto a la excentricidad de la carga, y las tensiones generadas al pretensar todos los cables, que es caso de fuerza máxima aplicada, en este caso centrada.

El modelo consta de dos partes independientes de hormigón en contacto, sobre las que apoyan las piezas metálicas formadas por un UPN reforzado con dos perfiles L.

El modelo de contacto entre las dos piezas del hormigón en la dirección normal a las superficies es el explicado anteriormente “Hard-contact” [2] permitiendo la separación entre ellas. En la dirección tangencial se aplica el modelo de fricción de Coulomb, con un coeficiente de rozamiento hormigón-hormigón $\mu = 0.72$. El modelo de contacto entre el perfil UPN y el hormigón es el mismo pero con un coeficiente de rozamiento hormigón-acero $\mu = 0.45$. El perfil UPN y los perfiles en L se consideran una sola pieza.

Las barras se modelizan como elementos lineales tipo “beam”, de sección circular y 25 mm de diámetro. Están unidas a los perfiles UPN mediante “multi-point constraint” de tipo “tie”, que hace que todos los grados de libertad activos en un nodo sean iguales a los de otro nodo llamado de control.

El modelo utilizado para todos los materiales es elástico y lineal, excepto en el caso de las barras roscadas en las que se impide que puedan soportar compresiones, ya que solo trabajarán a tracción.

Las propiedades del acero para las barras roscadas y los perfiles UPN, perfiles en L y pletinas de refuerzo son: módulo de elasticidad 210 GPa; coeficiente de Poisson 0.3 y coeficiente de dilatación térmica $\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Las propiedades del hormigón son: módulo de deformación longitudinal 34.4 GPa y coeficiente de Poisson 0.2.

Se realiza un análisis en dos pasos, en el primero se impone a las barras roscadas un incremento negativo de la temperatura de manera que las

barras queden pretensadas hasta una tensión de unos 20 MPa, para simular la tensión producida por el apriete del tornillo.

En el segundo paso se aplica la fuerza de pretensado como una carga distribuida en una superficie igual a las dimensiones de placa de anclaje (120 mm x 80 mm) aplicada sobre el UPN. Para el caso de tres llaves en el que el tesado inicial antes de pérdidas es de 200 kN por cable será de 20.8 MPa y para el caso de siete llaves en el que el tesado inicial antes de pérdidas es de 165 kN por cable será de 17.1 MPa.

Las condiciones de contorno aplicadas impiden el desplazamiento vertical en la superficie inferior y el desplazamiento horizontal en su punto medio.

Los elementos de la malla son cuadriláteros y tienen unas dimensiones aproximadas de 20 mm de lado para el hormigón y de 5 mm para los perfiles UPN y L.

Las diferentes partes del modelo, así como la malla, las condiciones de contorno y la fuerza aplicada pueden verse en la Figura 81.

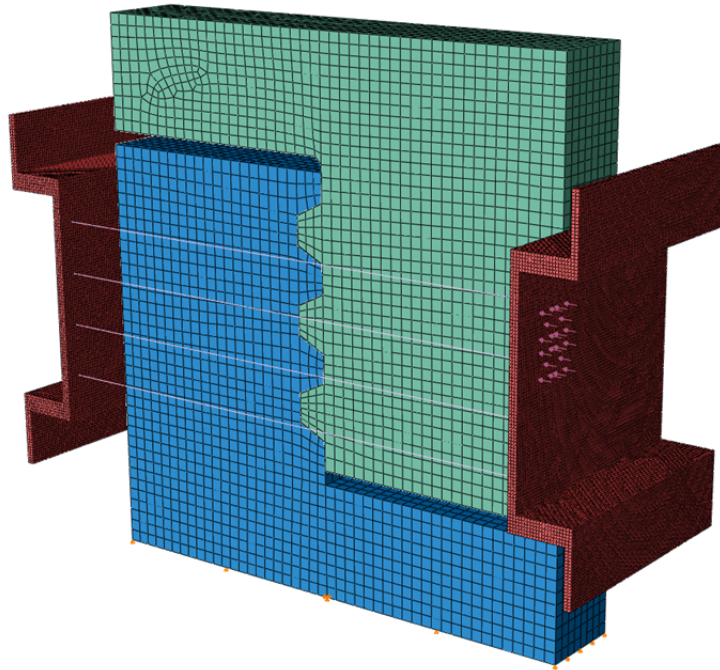


Figura 81. Primer modelo del ensayo de la junta de tres llaves y elementos auxiliares, para el caso de tesado del primer cable

Entre los resultados obtenidos con este primer modelo cabe destacar el comportamiento del contacto entre el UPN y el hormigón. Será necesario comprobar que al aplicar la fuerza excéntrica del tesado de un solo cable no se produce deslizamiento entre las superficies ni separación entre ellas. En la Figura 82 puede verse cómo el valor máximo de la separación entre superficies es 0.47 mm, perfectamente admisible, así como el deslizamiento producido, de 0.22 mm. Dicho valor del deslizamiento se produce en una zona muy pequeña, y observando la Figura 82 se ve cómo su valor es de 0 mm en la mayoría de la superficie, por lo que puede concluirse que no deslizará el UPN al tesar el primer cable.

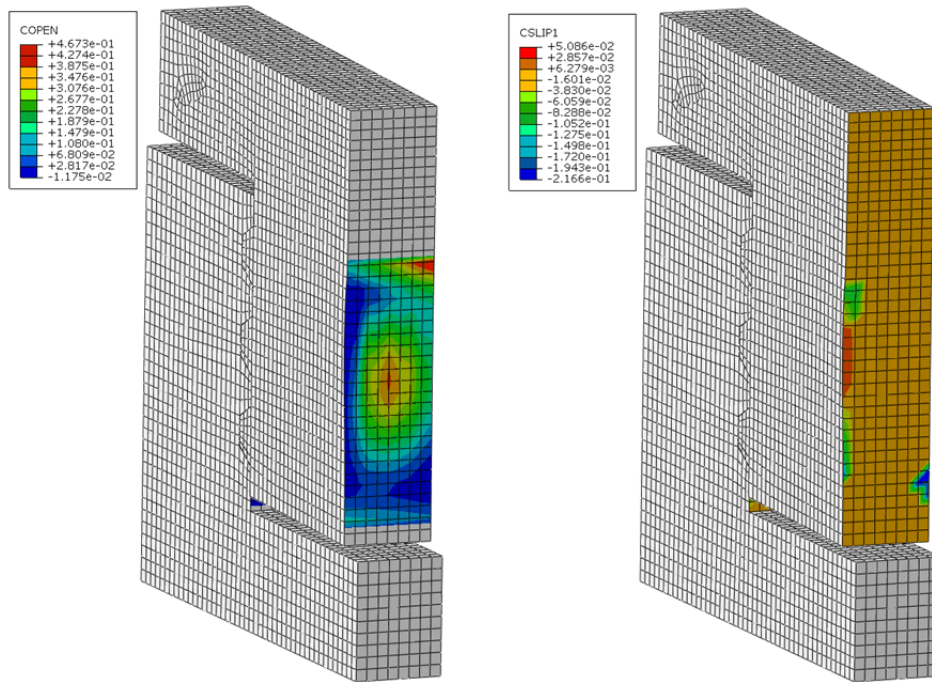


Figura 82. Separación (izquierda) y deslizamiento (derecha) entre la superficie del hormigón y la del UPN (mm) al tesar el primer cable

En la Figura 83 se representan las tensiones de Von Mises producidas en el UPN. Para analizar dichas tensiones, en primer lugar eliminamos los elementos cercanos a la unión del UPN con las barras, ya que al ser elementos lineales generan unas concentraciones de tensiones irreales en el UPN. Más adelante se comprobará que las tensiones que se producen en esa zona son admisibles.

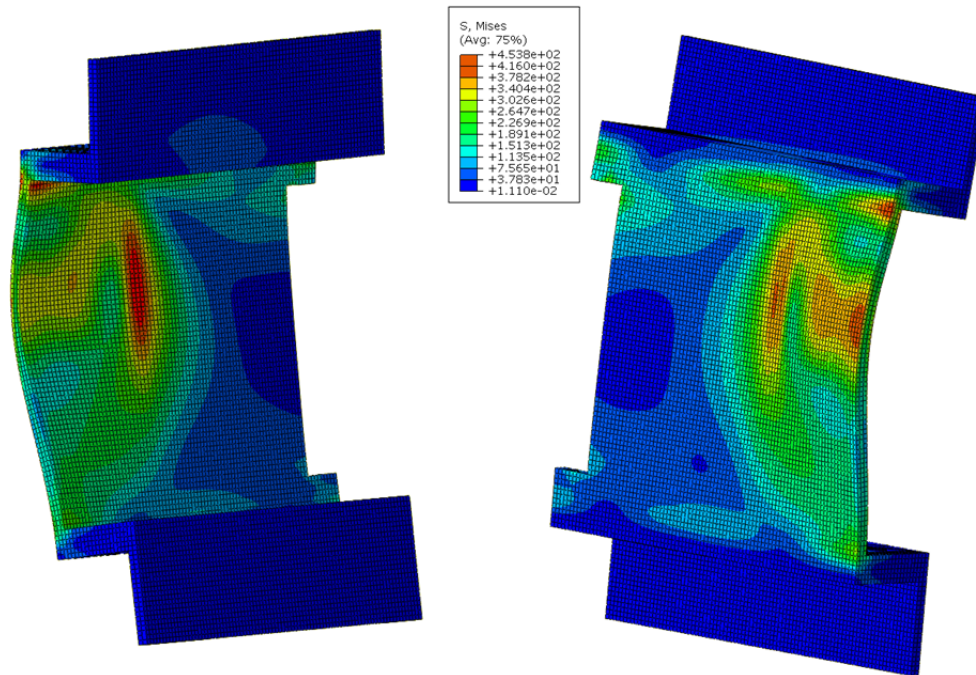


Figura 83. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar el primer cable (MPa) en el primer modelo

Podemos observar como dichas tensiones no son admisibles, siendo de 454 MPa su valor máximo, por lo que se decide reforzar el alma del UPN con una platabanda de 20 mm de espesor.

Los resultados obtenidos con dicho refuerzo se representan en la Figura 84, siendo en este caso las tensiones máximas de Von Mises de 111 MPa, valor perfectamente admisible.

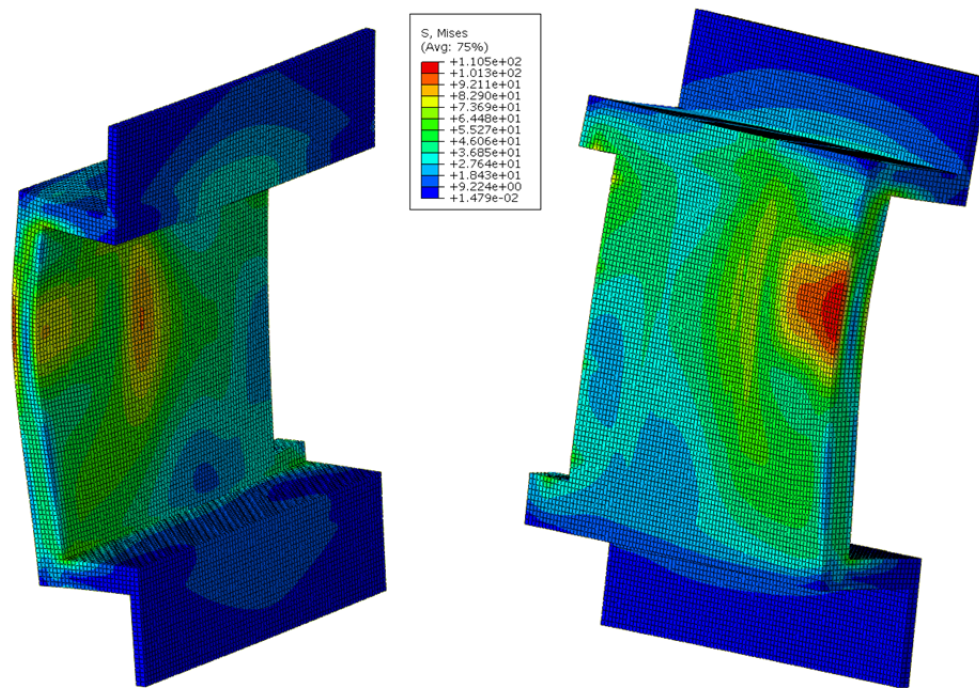


Figura 84. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar el primer cable (MPa) en el modelo reforzado con la platabanda de 20 mm

Sin embargo, las tensiones máximas que se producen en el hormigón en la zona de apoyo del UPN son de 6.7 MPa (ver Figura 85), por lo que se decide intercalar una plancha de neopreno de 15 mm de espesor entre el hormigón y el UPN.

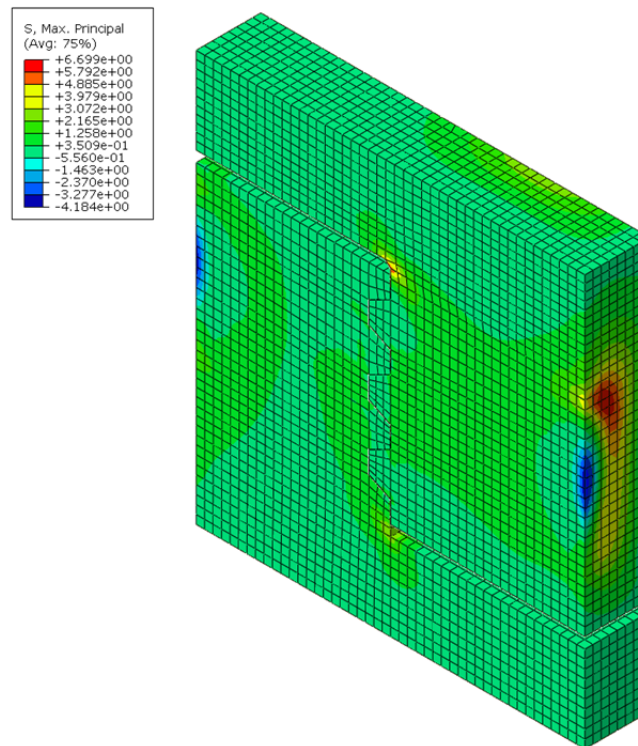


Figura 85. Tensiones máximas producidas en el hormigón al tesar el primer cable (MPa) en el modelo reforzado con la platabanda de 20 mm

Las propiedades utilizadas para modelizar el neopreno son: módulo de elasticidad 60 MPa y coeficiente de Poisson 0.49. La malla está formada por elementos cuadrados de 3 mm de lado.

Como la modelización de las propiedades del contacto incluyendo la posibilidad de deslizamiento y separación de las superficies introduciendo el neopreno ralentiza mucho el cálculo, y como además ya se ha comprobado que no se produce dicha separación ni deslizamiento, se decide cambiar el modelo de contacto por restricciones que mantengan ambas superficies unidas, permitiendo un cálculo más rápido.

En la Figura 86 y en la Figura 87 puede verse cómo con la introducción del neopreno las tensiones máximas en el hormigón se reducen a 3 MPa, mientras que las tensiones mínimas serían de 12.1 MPa.

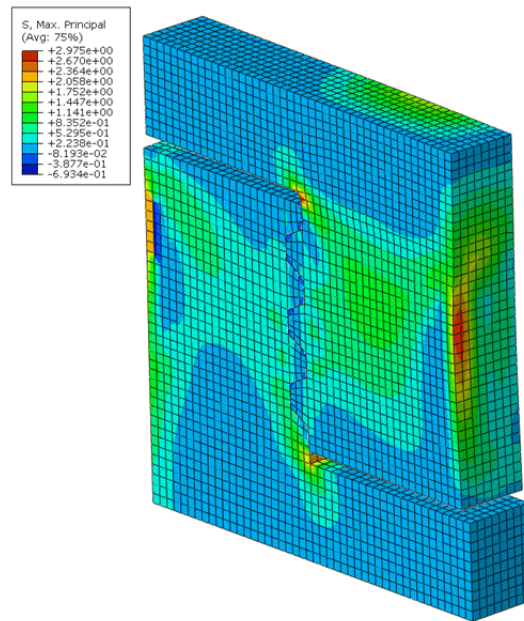


Figura 86. Tensiones máximas producidas en el hormigón al tesar el primer cable (MPa) en el modelo con la plancha de neopreno

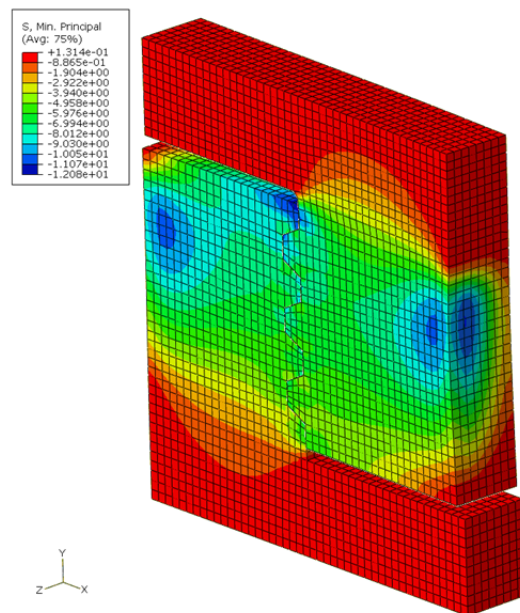


Figura 87. Tensiones mínimas producidas en el hormigón al tesar el primer cable (MPa) en el modelo con la plancha de neopreno

A continuación se aplican las cuatro cargas de pretensado para comprobar las tensiones en este segundo caso de carga (ver Figura 88).

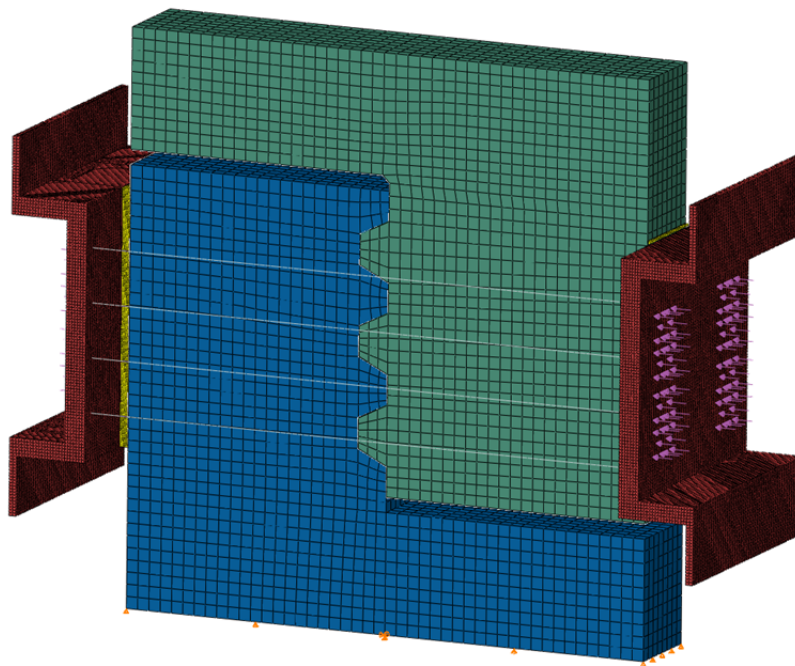


Figura 88. Modelo del ensayo de la junta de tres llaves y elementos auxiliares, reforzado con la platabanda de 20 mm y plancha de neopreno, para el caso de tesado de los cuatro cables

En la Figura 89 puede verse que las tensiones en el UPN son demasiado grandes.

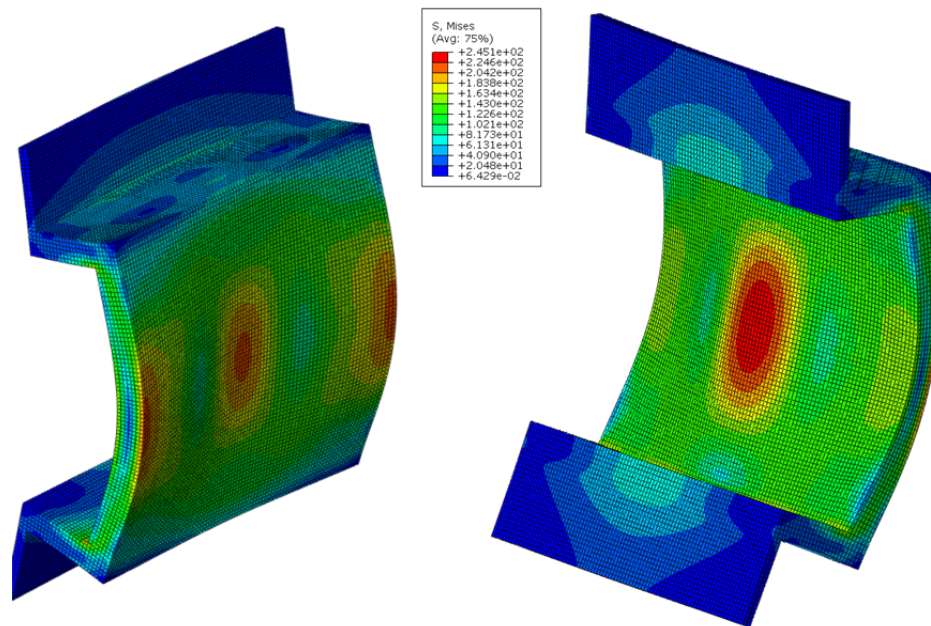


Figura 89. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar los cuatro cables (MPa) en el modelo reforzado con la plancha de neopreno

Se decide reforzar el UPN con unas pestañas en sus extremos que aumente su rigidez, de 100 mm de ancho y 10 mm de espesor, como se muestra en la Figura 90.

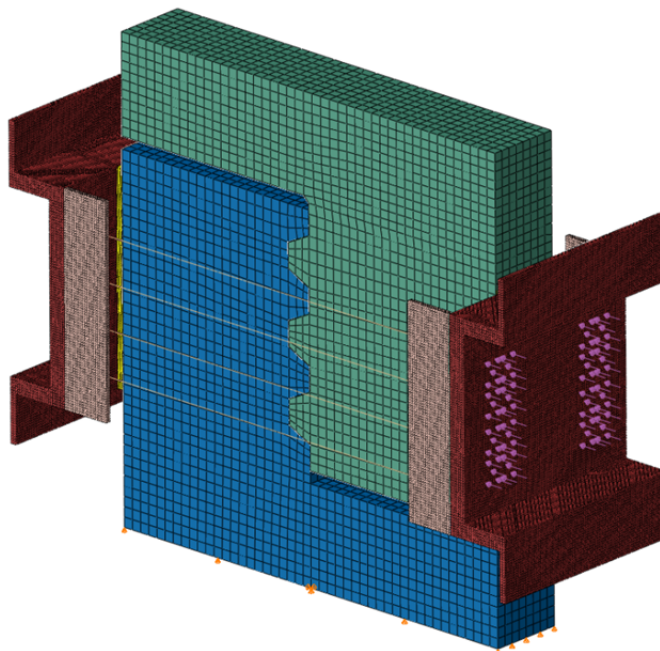


Figura 90. Modelo del ensayo de la junta de tres llaves y elementos auxiliares, reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm, para el caso de tesado de los cuatro cables

Los resultados obtenidos con el modelo reforzado con las pestañas muestran una considerable reducción de las tensiones en el UPN, siendo su tensión máxima 167 MPa, que son aceptables para un acero de 275 MPa (ver Figura 91).

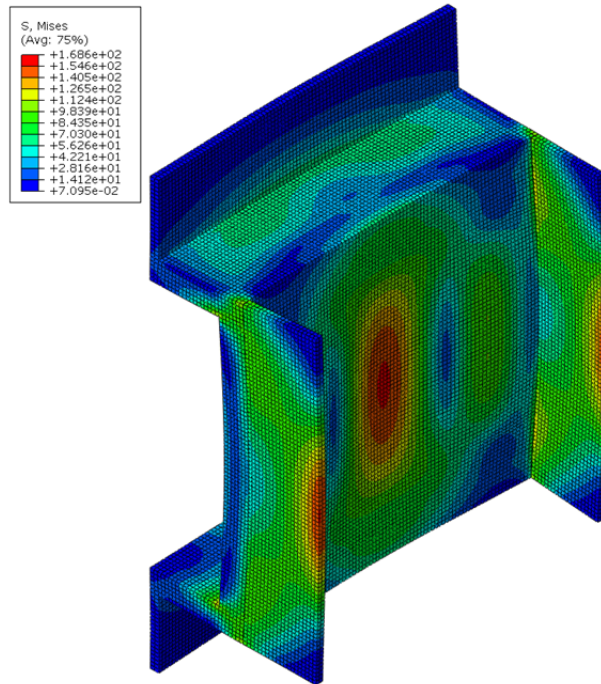


Figura 91. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar los cuatro cables (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platavanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

En la Figura 92 puede verse cómo las tensiones máximas en el hormigón son de 5.5 MPa, pero se producen en una zona muy pequeña, por lo que se decide disponer unas barras de acero en la esquina en la que se producen dichas tensiones, que no afectará a la resistencia de la junta pues estarán fuera de la zona de la junta con llaves. Eliminando esa zona de concentración de tensiones, las tensiones son de 3.1 MPa en la zona de apoyo del UPN, donde también se colocarán barras que soporten dichas tracciones, para evitar que las probetas rompan en las zonas alejadas de la junta con llaves (ver Figura 93).

Las tensiones mínimas son de 16.9 MPa (ver Figura 94) que son perfectamente admisibles.

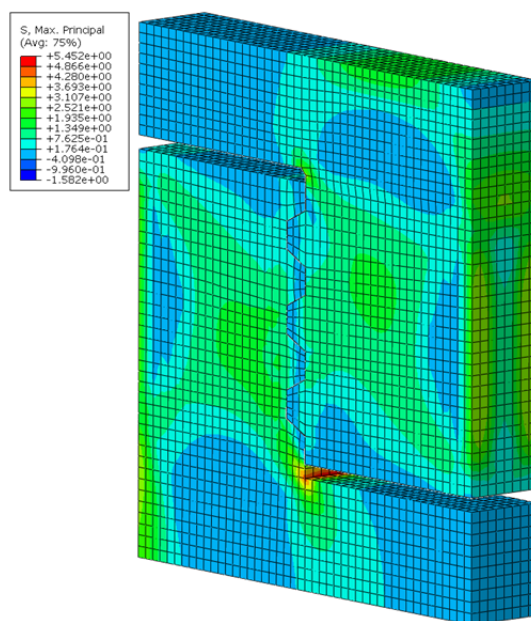


Figura 92. Tensiones máximas producidas en el hormigón al tesar los cuatro cables (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platavanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

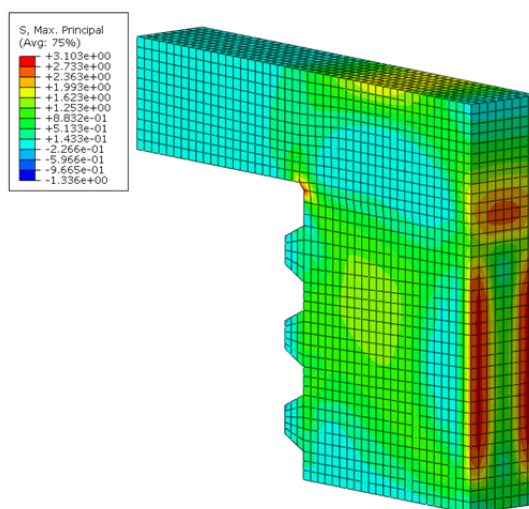


Figura 93. Tensiones máximas producidas en el hormigón al tesar los cuatro cables (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platavanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

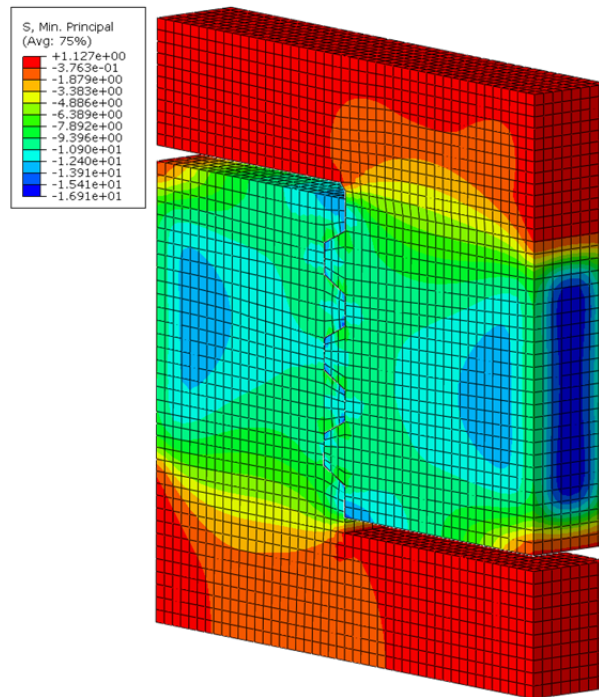


Figura 94. Tensiones mínimas producidas en el hormigón al tesar los cuatro cables (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

A continuación se muestran las comprobaciones de las tensiones en el caso de tesado de un solo cable (ver modelo en la Figura 95).

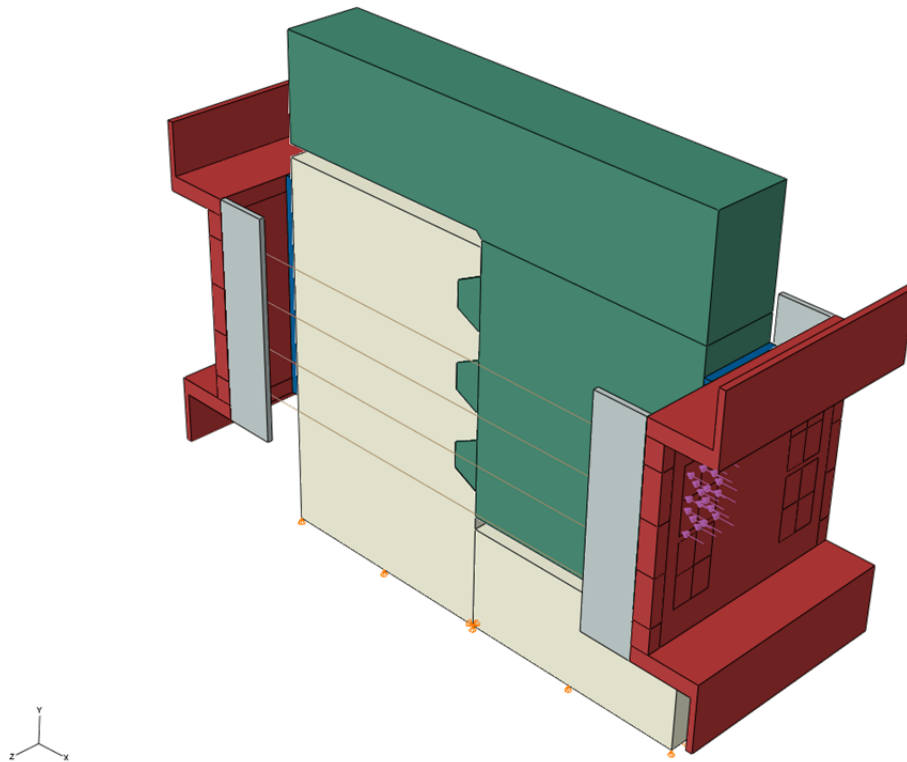


Figura 95. Modelo del ensayo de la junta de tres llaves y elementos auxiliares, reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm, para el caso de tesado de un solo cable

Puede verse que las tensiones en el UPN (Figura 96) y las tensiones en el hormigón máximas (Figura 97 izquierda) y mínimas (Figura 97 derecha) son menores que en el caso de tesado de los cuatro cables, por tanto son admisibles.

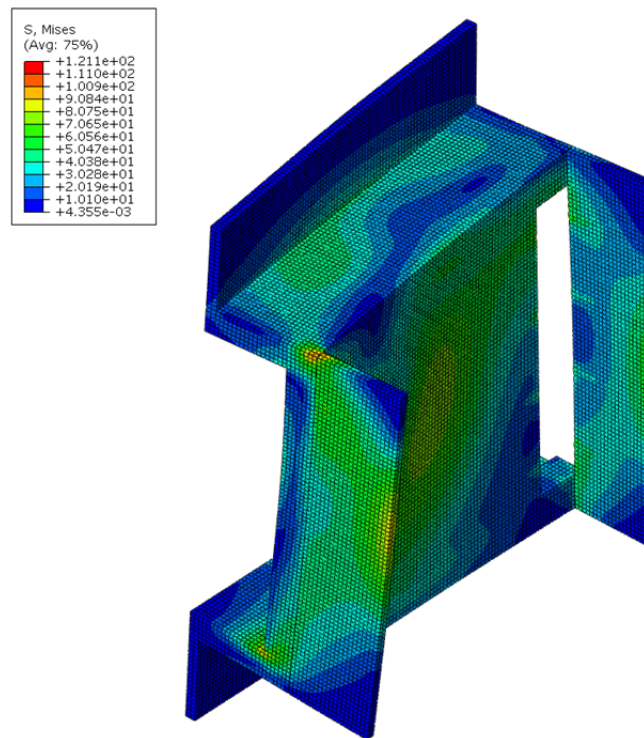


Figura 96. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar el primer cable (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

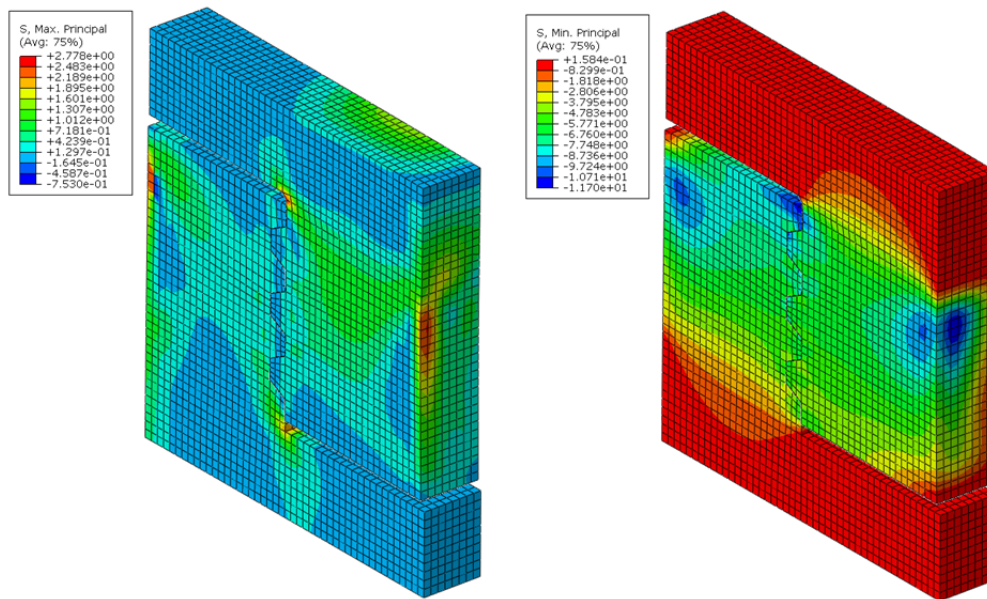


Figura 97. Tensiones máximas (izquierda) y mínimas (derecha) producidas en el hormigón al tesar un solo cable (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

Por último, se comprobará que la concentración de tensiones que provoca la tracción de las barras roscadas en el UPN son admisibles, y para ello se realiza un modelo en el que las barras traccionadas sean tridimensionales. Puede verse en la Figura 98 que las tensiones máximas producidas en el UPN son las mismas que en el modelo con las barras lineales eliminando los elementos con la concentración de tensiones que consideramos irreal (ver Figura 96).

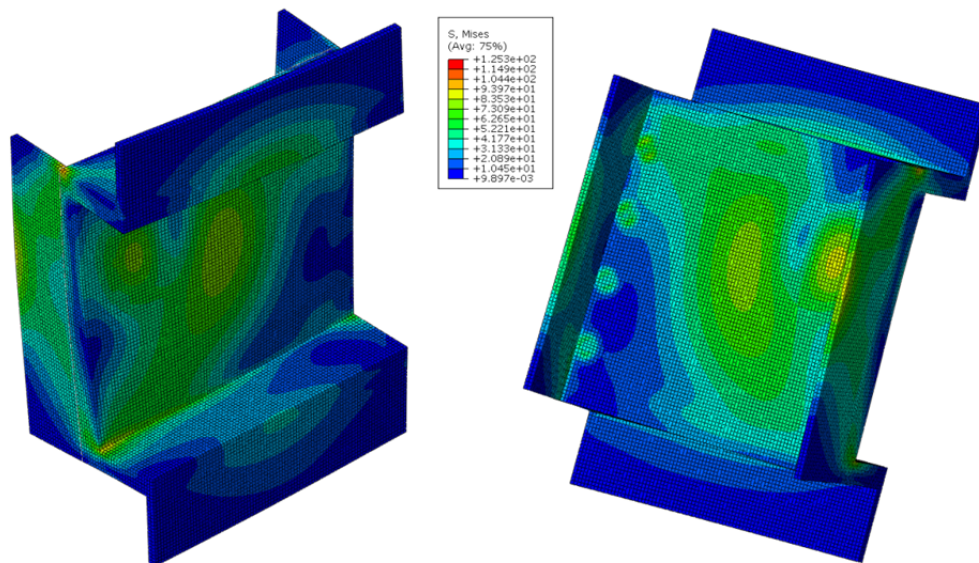


Figura 98. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar el primer cable (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm, y con las barras roscadas traccionadas modelizadas en 3D

Se comprueba además que las tensiones en las barras roscadas sean aceptables (ver Figura 99), siendo las tensiones máximas de 87.9 MPa.

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

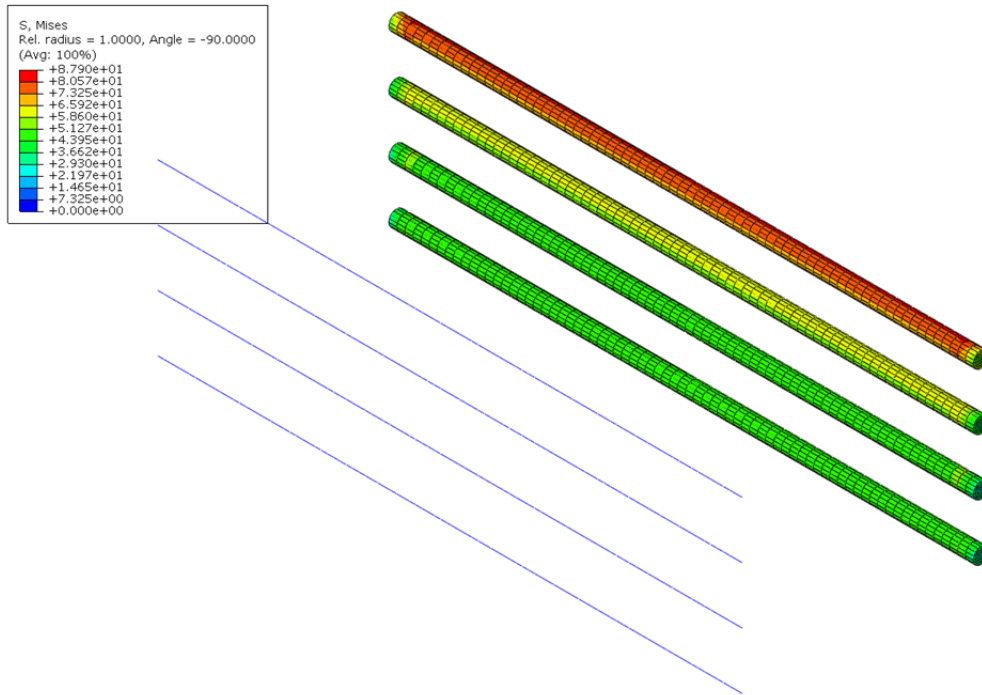


Figura 99. Tensiones de Von Mises producidas en las barras al tesar el primer cable (MPa) en el modelo de tres llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm, y con las barras roscadas traccionadas modelizadas en 3D

Finalmente, realizamos las mismas comprobaciones en el modelo de siete llaves, para los casos de tesado de un solo cable (Figura 100 izquierda) y de tesado de los seis cables (Figura 100 derecha).

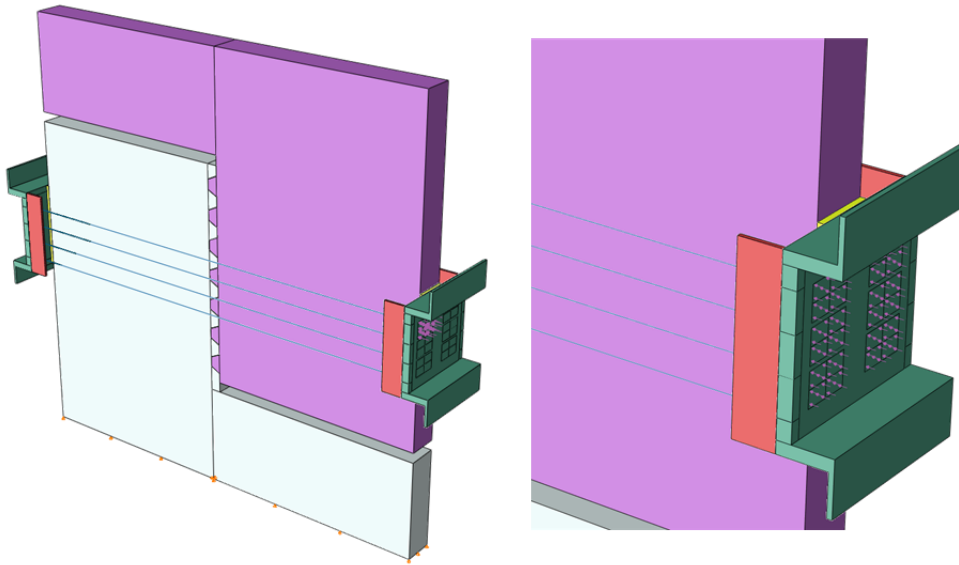


Figura 100. Modelo del ensayo de la junta de siete llaves y elementos auxiliares, reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm, para el caso de tesado de un solo cable (izquierda) y seis cables (derecha, detalle)

El caso más desfavorable para las tensiones en el hormigón y el UPN se da para el pretensado de los seis cordones, siendo la tensión máxima en el UPN de 153 MPa (ver Figura 101), la tensión máxima en el hormigón de 4.2 MPa (ver Figura 102) y la tensión mínima en el hormigón de 20.6 MPa (ver Figura 103). Todas son admisibles excepto la de tracción del hormigón, por lo que se decide reforzar la pieza de la misma manera que para el caso de tres llaves.

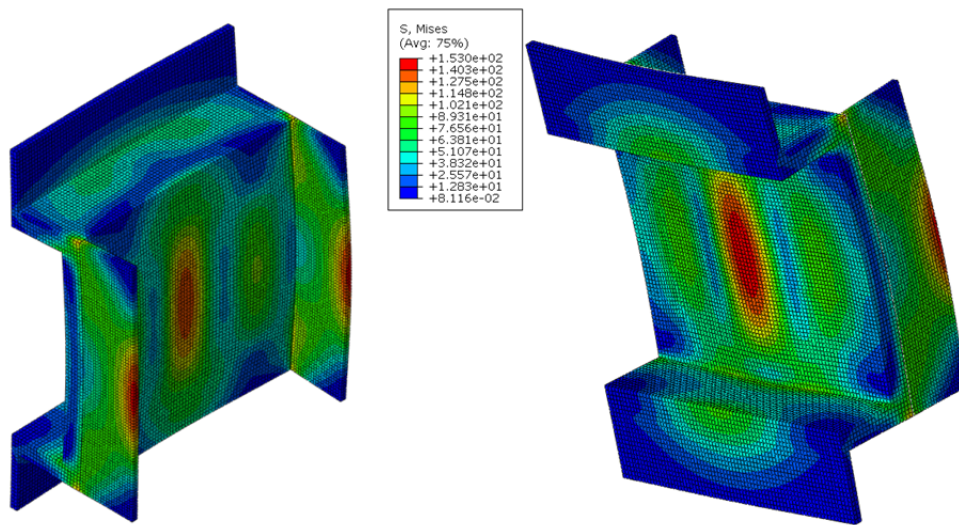


Figura 101. Tensiones de Von Mises producidas en el UPN al tesar los seis cables (MPa) en el modelo de siete llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

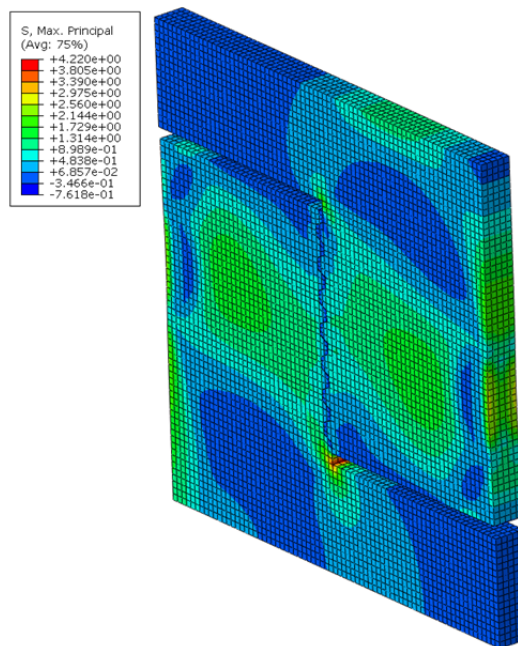


Figura 102. Tensiones máximas producidas en el hormigón al tesar los seis cables (MPa) en el modelo de siete llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

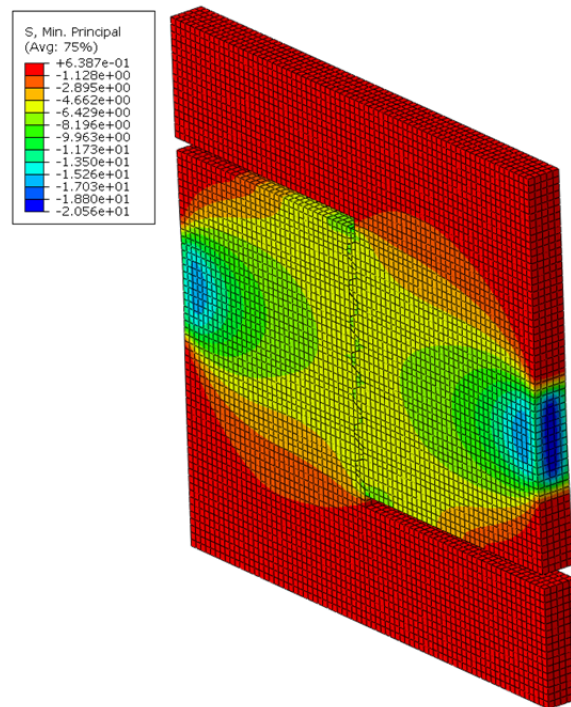


Figura 103. Tensiones mínimas producidas en el hormigón al tesar los seis cables (MPa) en el modelo de siete llaves reforzado con la platabanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

Por último, las tensiones de tracción producidas en las barras roscadas al tesar un solo cable se muestran en la Figura 104, comprobándose que son perfectamente admisibles.

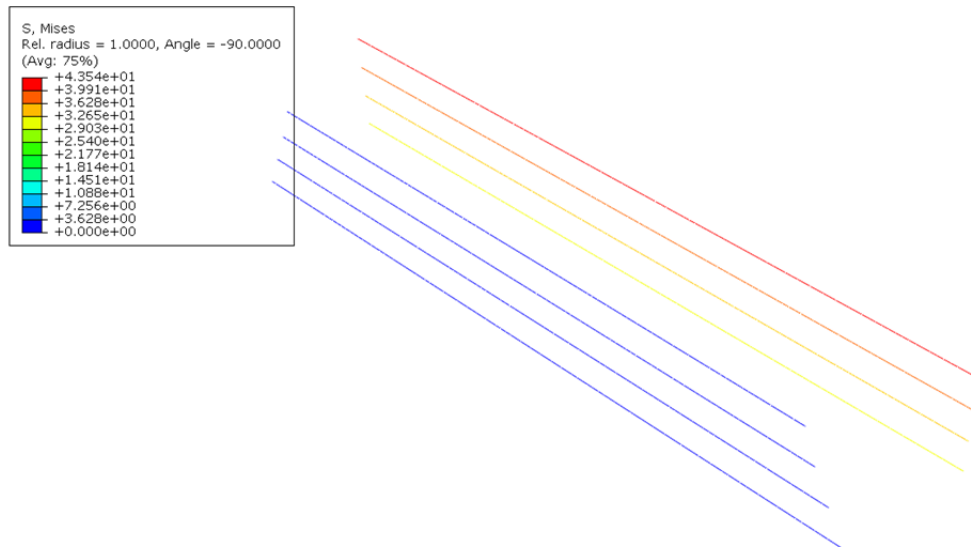


Figura 104. Tensiones de Von Mises producidas en las barras al tesar el primer cable (MPa) en el modelo de siete llaves reforzado con la platanda de 20 mm, plancha de neopreno y pestañas de 10 mm

El diseño final del ensayo experimental para obtener la resistencia a cortante de las juntas secas con llaves postensadas y de los elementos auxiliares necesarios para aplicar la fuerza de pretensado es el mostrado en la Figura 80.

A.5 HOJAS DE MATHCAD PARA EL CÁLCULO DETALLADO DE LA FUERZA DE PRETENSADO NECESARIA

A continuación se presentan las hojas de Mathcad con todos los parámetros utilizados para el cálculo de las pérdidas de pretensado y de la fuerza de tesado inicial que es necesario aplicar a la junta para garantizar que tras las pérdidas la fuerza que comprima la junta sea la fuerza de pretensado de diseño.

Los resultados obtenidos de la fuerza de tesado inicial en función del número de llaves y presión de pretensado se resumen en la Tabla 12.

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 7 LLAVES Y 4 MPA

Altura de la pieza	$H := 2200\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 2200\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 660\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 6.4 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 4.6 \quad n := 6$$

Utilizaremos siempre un número par de cordones con un mínimo de 2.
Necesitamos 6 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 791.4 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{\max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1551.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0\max T} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 942.9 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

Coeficiente de rozamiento en curva $\mu := 0.18$

Variación angular $\alpha := 0$

Distancia entre dos secciones $x := L$

Relación K/μ $R := 0.016 \text{m}^{-1}$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)}] \quad \Delta P_1 = 6.0 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

Penetración de la cuña $a := 4 \text{mm}$

Longitud total del tendón recto $L = 2.2 \text{m}$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 295.7 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 301.6 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 4.7 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.33 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 140.4 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 460.7$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 460.7$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.195$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.629$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.89$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.369$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{mm} - 100 \right) \quad k_e = 0.939$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{e_{mm}}{mm} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.257$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.007 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.54 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coeficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 1.943 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 660 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.33 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.133 \text{ m}^4$$

Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 27.9 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 989.6 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 7 LLAVES Y 3 MPA

Altura de la pieza	$H := 2200\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 2200\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 495\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 4.8 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 3.45 \quad n := 6$$

Utilizaremos el mismo número de cordones en todos los ensayos de 7 llaves, por lo que se dispondrán 6 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 593.5 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1551.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0maxT} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 707.1 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

$$\text{Coeficiente de rozamiento en curva} \quad \mu := 0.18$$

$$\text{Variación angular} \quad \alpha := 0$$

$$\text{Distancia entre dos secciones} \quad x := L$$

$$\text{Relación } K/\mu \quad R := 0.016 \text{m}^{-1}$$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)}] \quad \Delta P_1 = 4.5 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

$$\text{Penetración de la cuña} \quad a := 4 \text{mm}$$

$$\text{Longitud total del tendón recto} \quad L = 2.2 \text{m}$$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 295.7 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 300.2 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 4.7 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.33 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 140.4 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot HR)^{18}] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 460.7$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 460.7$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.195$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.629$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.89$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.369$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{mm} - 100 \right) \quad k_e = 0.939$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{e_{mm}}{mm} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.257$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.007 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.54 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coeficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 1.233 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 495 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.33 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.133 \text{ m}^4$$

Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 26.7 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 821.9 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 7 LLAVES Y 2 MPA

Altura de la pieza	$H := 2200\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 2200\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 330\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 3.2 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 2.3 \quad n := 6$$

Utilizaremos el mismo número de cordones en todos los ensayos de 7 llaves, por lo que se dispondrán 6 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 395.7 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1551.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0maxT} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 471.4 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

Coeficiente de rozamiento en curva $\mu := 0.18$

Variación angular $\alpha := 0$

Distancia entre dos secciones $x := L$

Relación K/μ $R := 0.016 \text{m}^{-1}$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)}] \quad \Delta P_1 = 3.0 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

Penetración de la cuña $a := 4 \text{mm}$

Longitud total del tendón recto $L = 2.2 \text{m}$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 295.7 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 298.7 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 4.7 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.33 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 140.4 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 460.7$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 460.7$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.195$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt[3]{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.629$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.89$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.369$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{mm} - 100 \right) \quad k_e = 0.939$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt[3]{\left(\frac{e_{mm}}{mm} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.257$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.007 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.54 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coefficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = 0.524 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 330 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 8.34 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.33 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.133 \text{ m}^4$$

Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 25.5 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 654.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 1296.8 \cdot \text{kN}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 3 LLAVES Y 4 MPA

Altura de la pieza	$H := 950\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 900\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 300\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 2.909 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 2.09 \quad n := 4$$

Utilizaremos siempre un número par de cordones con un mínimo de 2.
Necesitamos 4 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 539.6 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{\max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1034.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0\max T} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 428.6 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

Coeficiente de rozamiento en curva $\mu := 0.18$

Variación angular $\alpha := 0$

Distancia entre dos secciones $x := L$

Relación K/μ $R := 0.016 \text{m}^{-1}$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)}] \quad \Delta P_1 = 1.1 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

Penetración de la cuña $a := 4 \text{mm}$

Longitud total del tendón recto $L = 0.9 \text{m}$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 481.9 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 483.0 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 2.2 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.143 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 129.5 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 444.3$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 444.3$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.197$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.648$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.912$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.378$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} - 100 \right) \quad k_e = 0.956$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.281$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.12 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.652 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coefficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = -0.382 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 300 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.143 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.011 \text{ m}^4$$

Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 17 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 799.9 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 3 LLAVES Y 3 MPA

Altura de la pieza	$H := 950\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 900\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 225\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 2.182 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 1.57 \quad n := 4$$

Utilizaremos el mismo número de cordones en todos los ensayos de 7 llaves, por lo que se dispondrán 4 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 404.7 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1034.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0maxT} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 321.4 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

Coeficiente de rozamiento en curva $\mu := 0.18$

Variación angular $\alpha := 0$

Distancia entre dos secciones $x := L$

Relación K/μ $R := 0.016 \text{m}^{-1}$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)}] \quad \Delta P_1 = 0.8 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

Penetración de la cuña $a := 4 \text{mm}$

Longitud total del tendón recto $L = 0.9 \text{m}$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 481.9 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 482.7 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 2.2 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.143 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 129.5 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 444.3$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 444.3$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.197$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.648$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.912$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.378$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{mm} - 100 \right) \quad k_e = 0.956$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{e_{mm}}{mm} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.281$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.12 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.652 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coeficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = -1.132 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 225 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.143 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.011 \text{ m}^4$$

Coefficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 16.1 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 723.8 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

CÁLCULO DE LA FUERZA DE PRETENSADO PARA EL ENSAYO DE LAS JUNTAS CON 3 LLAVES Y 2 MPA

Altura de la pieza	$H := 950\text{mm}$
Longitud de la pieza	$L := 900\text{mm}$
Ancho de la pieza	$B := 150\text{mm}$
Resistencia media a compresión del hormigón a los 28 días	$f_{cm} := 50\text{MPa}$
Módulo de deformación longitudinal del hormigón a los 28 días	$E_{cm} := 34400\text{MPa}$
Resistencia máxima del acero activo	$f_{max} := 1860\text{MPa}$
Carga unitaria máxima característica	$f_{p,max,k} := f_{max}$
Límite elástico característico del acero activo	$0.88f_{max} \leq f_{pk} \leq 0.95f_{max}$
$f_{pk} := 0.88 \cdot f_{max}$	$f_{pk} = 1636.8 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidad del acero activo (cordones)	$E_p := 195000\text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado (P_0):	
$\sigma_{P0max} := \min(0.8 \cdot f_{max}, 0.9 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0max} = 1473.1 \cdot \text{MPa}$
Limitación de la fuerza de pretensado, de forma temporal (F_0):	
$\sigma_{P0maxT} := \min(0.85 \cdot f_{max}, 0.95 \cdot f_{pk})$	$\sigma_{P0maxT} = 1555.0 \cdot \text{MPa}$
Fuerza de pretensado de diseño	$P_d := 150\text{kN}$

Predimensionamiento de la armadura activa

Estimamos en un 30% las pérdidas de la fuerza de pretensado

$$A_p := \frac{P_d}{0.7 \cdot \sigma_{P0max}} \quad A_p = 1.455 \cdot \text{cm}^2$$

Utilizamos cordones Y 1860 S7 de 7 alambres de diámetro nominal 15.2mm (0.6 pulgadas) (cada alambre de 5 mm de diámetro)

$$d_i := 5\text{mm} \quad A_{pi} := 139\text{mm}^2$$

$$n := \frac{A_p}{A_{pi}} \quad n = 1.05 \quad n := 4$$

Utilizaremos el mismo número de cordones en todos los ensayos de 7 llaves, por lo que se dispondrán 4 cordones de 7 alambres. El área de pretensado será:

$$A_p := n \cdot A_{pi} \quad A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Tensión efectiva en los tendones

$$f_{pe} := \frac{P_d}{A_p} \quad f_{pe} = 269.8 \cdot \text{MPa}$$

Carga de rotura de todos los cordones de 7 alambres

$$F_{pk} := n \cdot (f_{\max} \cdot A_{pi}) \quad F_{pk} = 1034.2 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal de todos los cordones de 7 alambres

$$F_0 := n \cdot (\sigma_{P0\max T} \cdot A_{pi}) \quad F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado estimada

$$P_0 := \frac{P_d}{0.7} \quad P_0 = 214.3 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas en piezas con armaduras postesas

Pérdidas por rozamiento a lo largo del conducto

Coeficiente de rozamiento en curva $\mu := 0.18$

Variación angular $\alpha := 0$

Distancia entre dos secciones $x := L$

Relación K/μ $R := 0.016 \text{m}^{-1}$

Coeficiente de rozamiento en recta o rozamiento parásito

$$K := \mu \cdot R \quad K = 0.0029 \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta P_1 := P_0 \cdot \left[1 - e^{-(\mu \cdot \alpha + K \cdot x)} \right] \quad \Delta P_1 = 0.6 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas por penetración de cuñas en los anclajes

Penetración de la cuña $a := 4 \text{mm}$

Longitud total del tendón recto $L = 0.9 \text{m}$

En tendones rectos postesos de corta longitud, la pérdida por penetración de cuñas puede calcularse como:

$$\Delta P_2 := \frac{a}{L} \cdot E_p \cdot A_p \quad \Delta P_2 = 481.9 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas instantáneas

$$\Delta P_i := \Delta P_1 + \Delta P_2 \quad \Delta P_i = 482.4 \cdot \text{kN}$$

Pérdidas diferidas en piezas con armaduras postesas

Edad correspondiente al momento de la puesta en carga de las armaduras activas $t_0 := 28$

Edad correspondiente al momento de realización del ensayo de la junta $t := 30$

Fluencia del hormigón

Perímetro en contacto con la atmósfera $u := 2 \cdot (B + H)$ $u = 2.2 \text{ m}$

Sección de hormigón $A_c := B \cdot H$ $A_c = 0.143 \text{ m}^2$

Espesor medio (en milímetros) $e_{mm} := \frac{2A_c}{u}$ $e_{mm} = 129.5 \cdot \text{mm}$

Humedad relativa $HR := 50$

Factores que tienen en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$\alpha_1 = 0.779$$

$$\alpha_2 = 0.931$$

$$\alpha_3 = 0.837$$

Para f_{cm} mayor de 35 MPa

$$\beta_{H1} := 1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot HR)^{18} \right] \cdot \left(\frac{e_{mm}}{\text{mm}} \right) + 250 \quad \beta_{H1} = 444.3$$

$$\beta_H := \min(\beta_{H1}, 1500 \cdot \alpha_3) \quad \beta_H = 444.3$$

Función que describe el desarrollo de la fluencia en el tiempo

$$\beta_c := \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad \beta_c = 0.197$$

Factor de influencia de la edad de carga t_0 días en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad \beta_{t0} = 0.488$$

Factor que tiene en cuenta la influencia de la resistencia del hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} \quad \beta_{fcm} = 2.376$$

Coeficiente de influencia de la humedad relativa si f_{cm} es mayor de 35 MPa

$$\phi_{HR} := \left(1 + \frac{1 - \frac{HR}{100}}{0.1 \sqrt{\frac{e_{mm}}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 \quad \phi_{HR} = 1.648$$

Coeficiente básico de fluencia

$$\phi_0 := \phi_{HR} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} \quad \phi_0 = 1.912$$

Coeficiente de fluencia para una edad de puesta en carga igual a la edad del hormigón en el momento del tesado de t_0 días

$$\phi_{tt0} := \phi_0 \cdot \beta_c \quad \phi_{tt0} = 0.378$$

Retracción del hormigón

Edad del hormigón al comienzo de la retracción en días $t_s := 7$

Para estructuras al aire (no sumergidas)

$$\beta_{HR} := -1.55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \quad \beta_{HR} = -1.356$$

Coeficientes que dependen de la velocidad de endurecimiento del cemento

$$\alpha_{ds1} := 4 \quad \alpha_{ds2} := 0.12$$

Coeficiente de retracción a tiempo infinito

$$\epsilon_{cd\infty} := 0.85 \left[\left(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad \epsilon_{cd\infty} = -4.176 \times 10^{-4}$$

Coeficiente que depende del espesor medio, interpolando (para e_{mm} entre 100 y 200 mm):

$$k_e := 1 + \frac{(0.85 - 1)}{200 - 100} \cdot \left(\frac{e_{mm}}{mm} - 100 \right) \quad k_e = 0.956$$

Coeficiente de evolución temporal

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{e_{mm}}{mm} \right)^3}} \quad \beta_{ds} = 0.281$$

Deformación de retracción por secado

$$\epsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_e \cdot \epsilon_{cd\infty} \quad \epsilon_{cd} = -1.12 \times 10^{-4}$$

Deformación de retracción autógena

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2t^{0.5})}$$

$$\beta_{as} = 0.666$$

$$\epsilon_{ca\infty} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{cm} - 8 \text{ MPa}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_{ca\infty} = -8 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \epsilon_{ca\infty}$$

$$\epsilon_{ca} = -5.325 \times 10^{-5}$$

Deformación de retracción que se desarrolla tras la operación de tesado

$$\epsilon_{cs} := \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

$$\epsilon_{cs} = -1.652 \times 10^{-4}$$

Pérdidas diferidas

Distancia del centro de gravedad de las armaduras activas al centro de gravedad de la sección

$$y_p := 0$$

Coefficiente de equivalencia

$$n_{cp} := \frac{E_p}{E_{cm}}$$

$$n_{cp} = 5.7$$

Tensión en el hormigón en la fibra correspondiente al centro de gravedad de las armaduras activas debida a la acción del pretensado, el peso propio y la carga muerta

$$\sigma_{cp} := \frac{P_0 - \Delta P_1 - \Delta P_2}{A_c}$$

$$\sigma_{cp} = -1.882 \cdot \text{MPa}$$

Valor característico de la fuerza inicial de pretensado, descontadas las pérdidas instantáneas

$$P_{ki} := P_d$$

$$P_{ki} = 150 \cdot \text{kN}$$

Relajación a 1000 horas (% de pérdida de la tensión inicial)

$$\rho_{1000} := 0$$

Valor de la relajación final, a longitud constante a tiempo infinito

$$\rho_f := 2.9 \cdot \rho_{1000}$$

$$\rho_f = 0$$

Área total de las armaduras activas

$$A_p = 5.56 \cdot \text{cm}^2$$

Pérdida por relajación a longitud constante

$$\Delta \sigma_{pr} := \frac{\rho_f \cdot P_{ki}}{A_p}$$

$$\Delta \sigma_{pr} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Área de la sección de hormigón

$$A_c = 0.143 \text{ m}^2$$

Inercia de la sección de hormigón

$$I_c := \frac{1}{12} \cdot B \cdot H^3$$

$$I_c = 0.011 \text{ m}^4$$

Coeficiente de envejecimiento. Simplificadamente, y para evaluaciones a tiempo infinito, podrá adoptarse

$$\chi := 0.8$$

$$\Delta P_{\text{dif}} := \frac{n_{\text{cp}} \cdot \phi_{\text{tt0}} \cdot \sigma_{\text{cp}} + E_p \cdot |\epsilon_{\text{cs}}| + 0.8 \Delta \sigma_{\text{pr}}}{1 + n_{\text{cp}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot y_p^2}{I_c}\right)} \cdot A_p$$

$$\Delta P_{\text{dif}} = 15.2 \cdot \text{kN}$$

Valor de la fuerza de tesado

$$P_0 := P_d + \Delta P_i + \Delta P_{\text{dif}}$$

$$P_0 = 647.7 \cdot \text{kN}$$

Fuerza de tesado máxima temporal

$$F_0 = 864.6 \cdot \text{kN}$$

A.6 PLANOS DE UTILLAJE

En este apartado se presentan los detalles y planos para la fabricación de los elementos auxiliares necesarios para la realización de los ensayos experimentales.

En primer lugar, se muestran en la Figura 105 las cotas del UPN 400 reforzado con dos L 110 x 110 x 12, dos pestañas de 424 x 100 x 10 y una platabanda de 424 x 450 x 20, necesario para colocar los cordones de pretensado a ambos lados de la pieza de hormigón. Pueden apreciarse también los agujeros que hay que realizar al UPN para la inserción de la placa de anclaje correspondiente a los cordones de pretensado y de las barras roscadas.

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

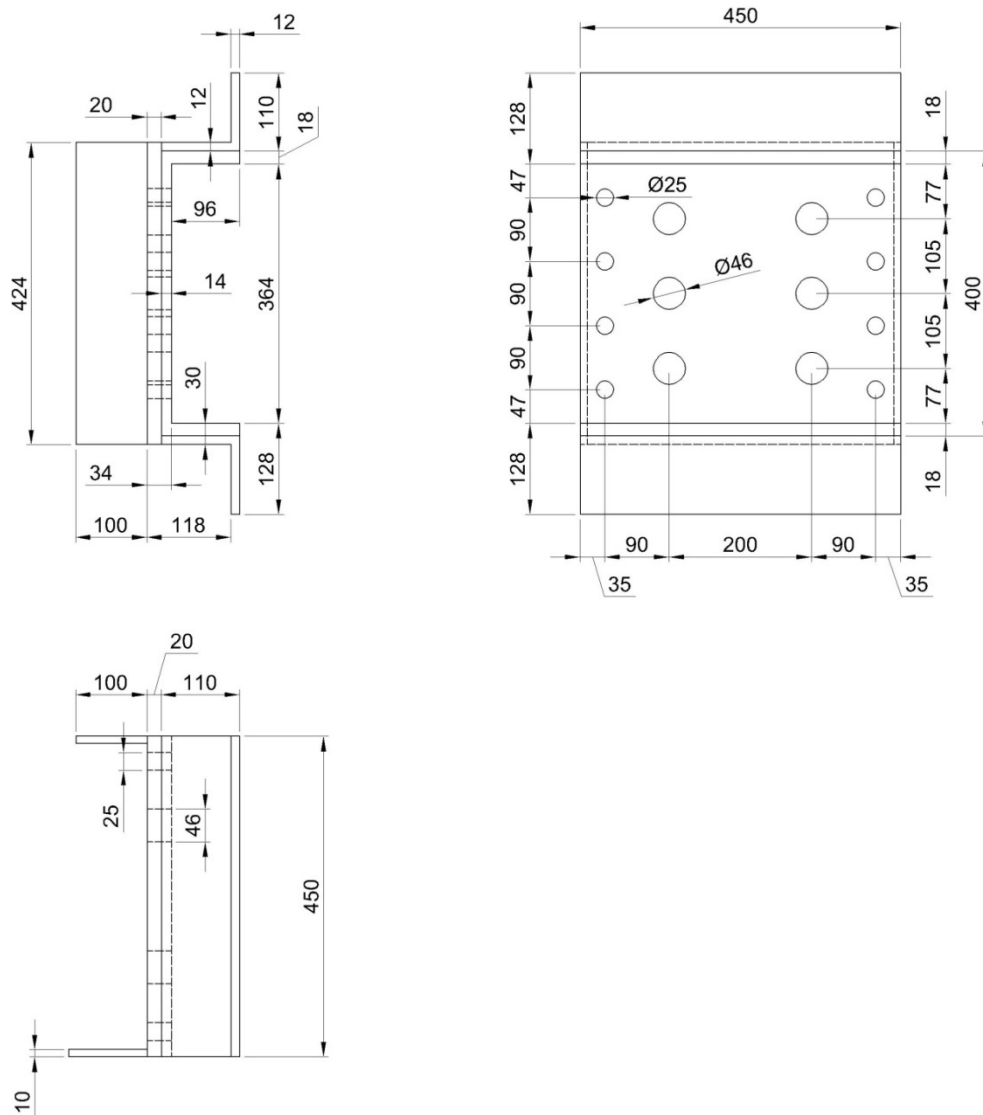


Figura 105. Dimensiones del UPN reforzado para la colocación de los
cordones de pretensado (mm)

En la Figura 106 y en la Figura 107 vemos las cotas generales para la colocación de las dos piezas de hormigón con llaves conjugadas, los UPN reforzados, los cordones de pretensado con sus placas de anclaje y las barras roscadas.

La longitud de corte recomendada que deben tener los cordones para permitir su agarre en el arrastre del cilindro de tesado, en el caso de un cordón de 7 alambres Y 1860 S7 de 15,2 mm para el modelo de gato TP-25, disponible en el laboratorio, es de 400 mm.

Se colocará también una plancha de neopreno de 424 x 150 x 15 entre el UPN y la pieza de hormigón.

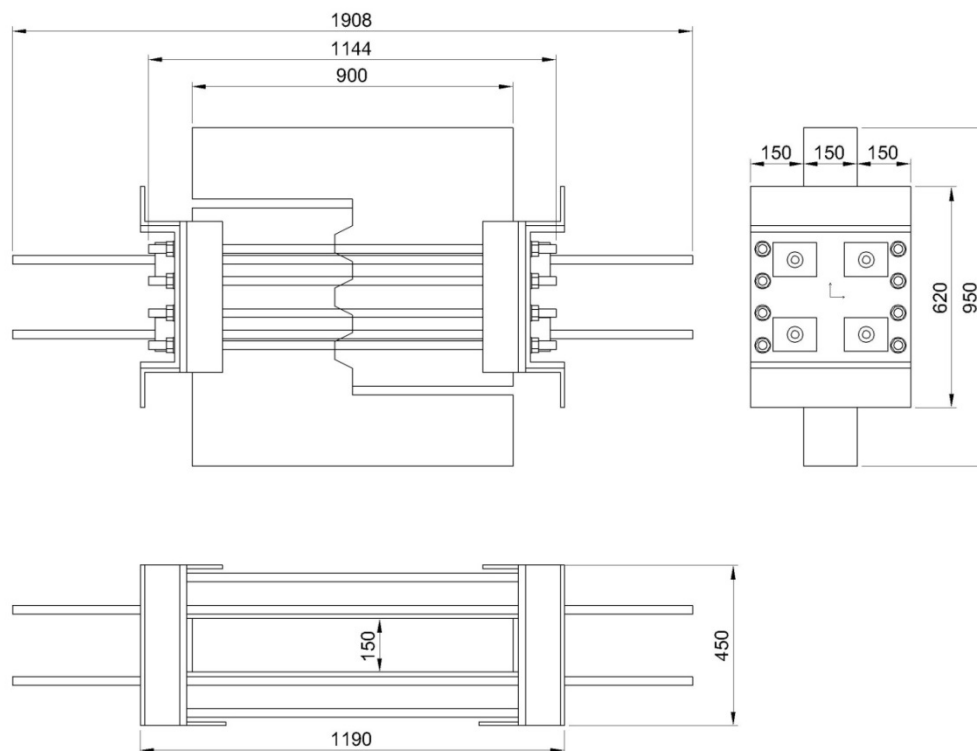


Figura 106. Dimensiones generales de la configuración del ensayo de la junta con tres llaves y elementos auxiliares (mm)

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

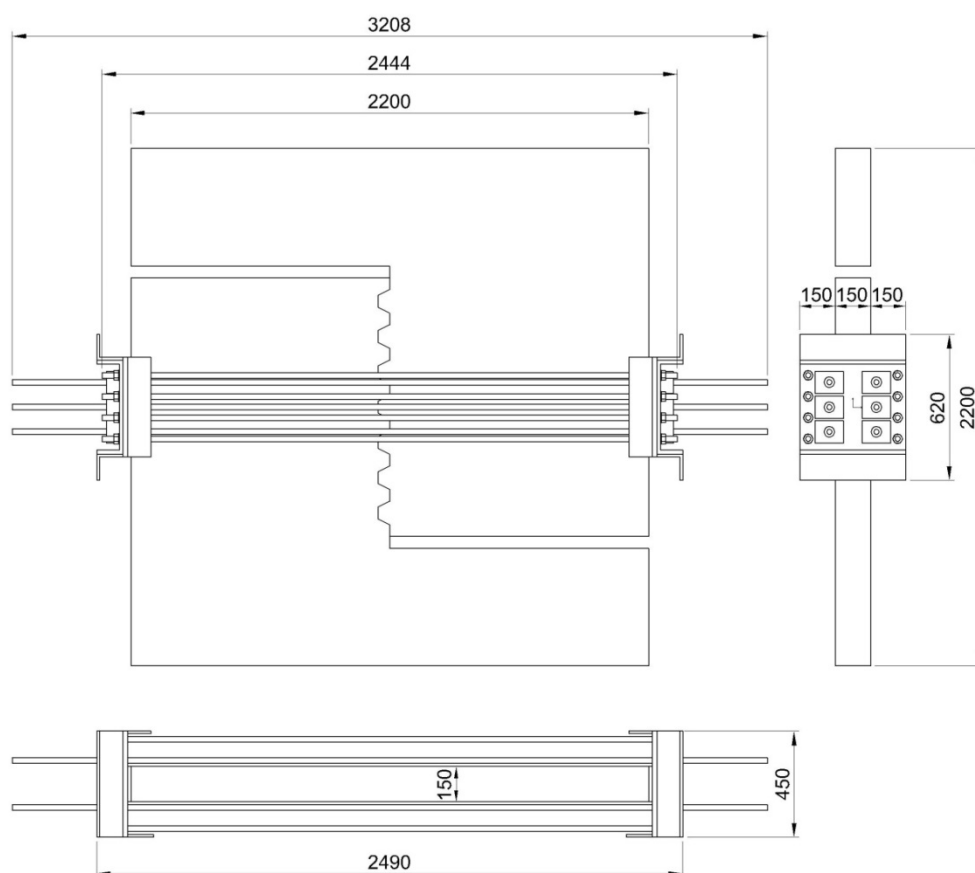


Figura 107. Dimensiones generales de la configuración del ensayo de la junta con siete llaves y elementos auxiliares (mm)

A continuación se detalla la posición de los cordones de pretensado con sus placas de anclaje, de dimensiones 122 mm x 95 mm, así como de las barras roscadas con las correspondientes tuercas y arandelas (ver Figura 108).

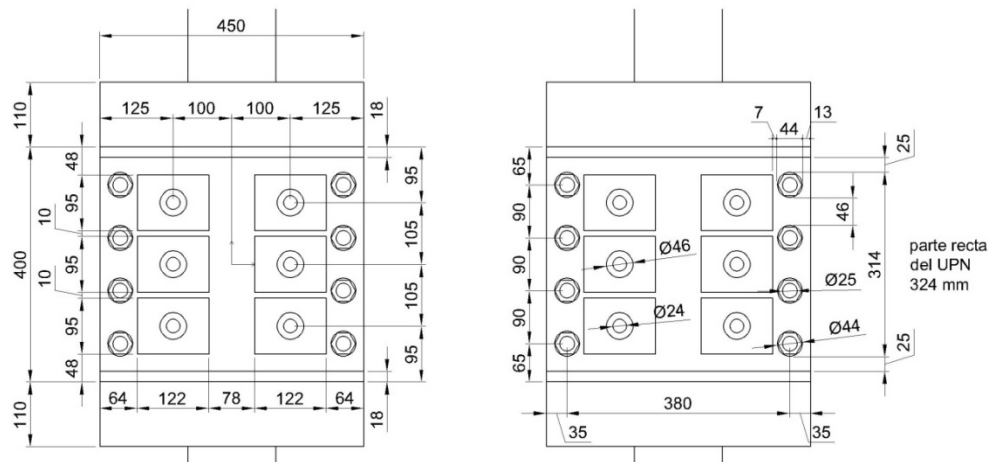


Figura 108. Detalle de la posición de las barras roscadas y placas de anclaje para el pretensado (mm)

El encofrado para la fabricación de las piezas de hormigón se realizará mediante tablonés de madera como se muestra en la Figura 109 para el caso de siete llaves y en la Figura 110 para el caso de tres llaves.

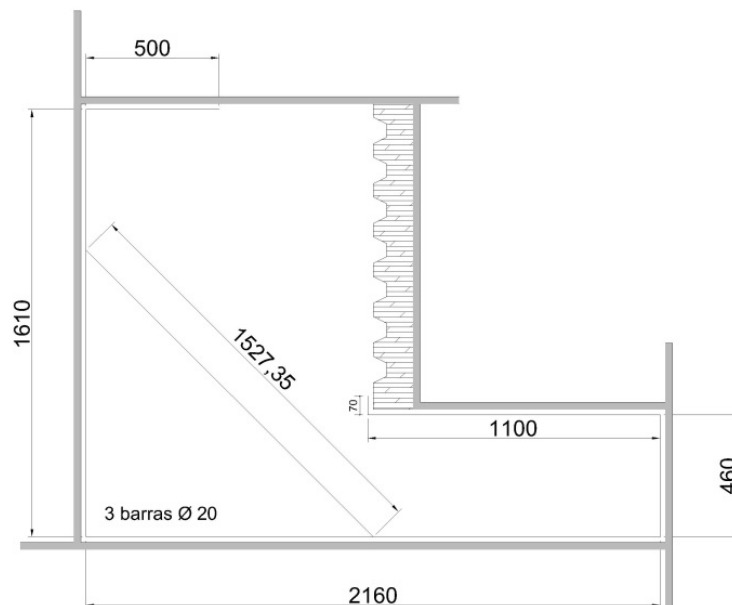


Figura 109. Disposición del encofrado para la fabricación de las piezas de hormigón para siete llaves (mm)

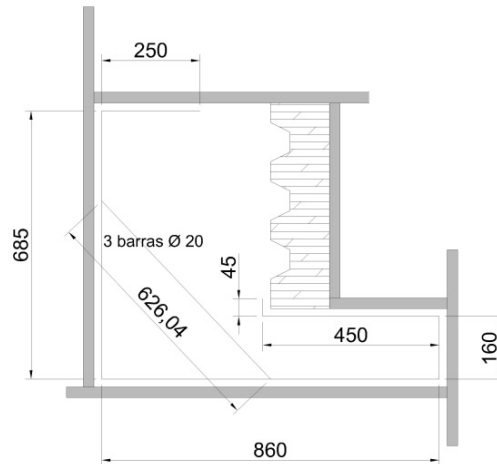


Figura 110. Disposición del encofrado para la fabricación de las piezas de hormigón para tres llaves (mm)

Puede verse en la Figura 109 y en la Figura 110 la disposición de las barras corrugadas B500S de diámetro 20, cuyas dimensiones se detallan en la Figura 111.

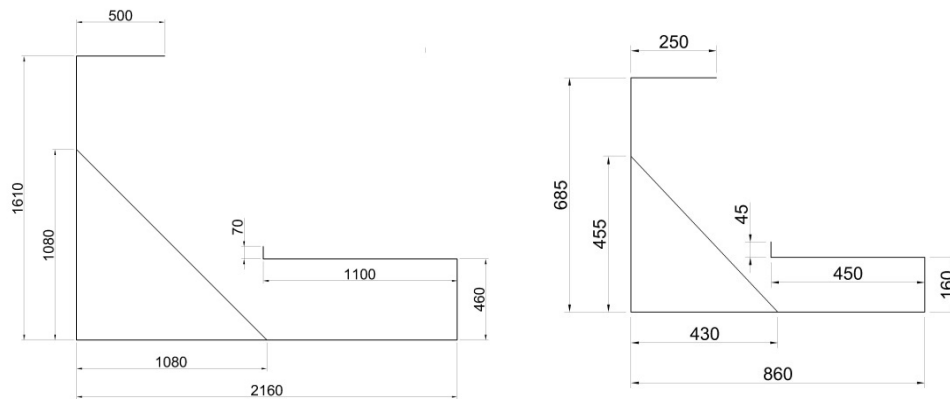


Figura 111. Dimensiones en mm de las barras corrugadas para las piezas de hormigón de siete llaves (izquierda) y de tres llaves (derecha)

Las llaves se fabricarán con una pieza de madera maciza con las dimensiones que se detallan en Figura 112.

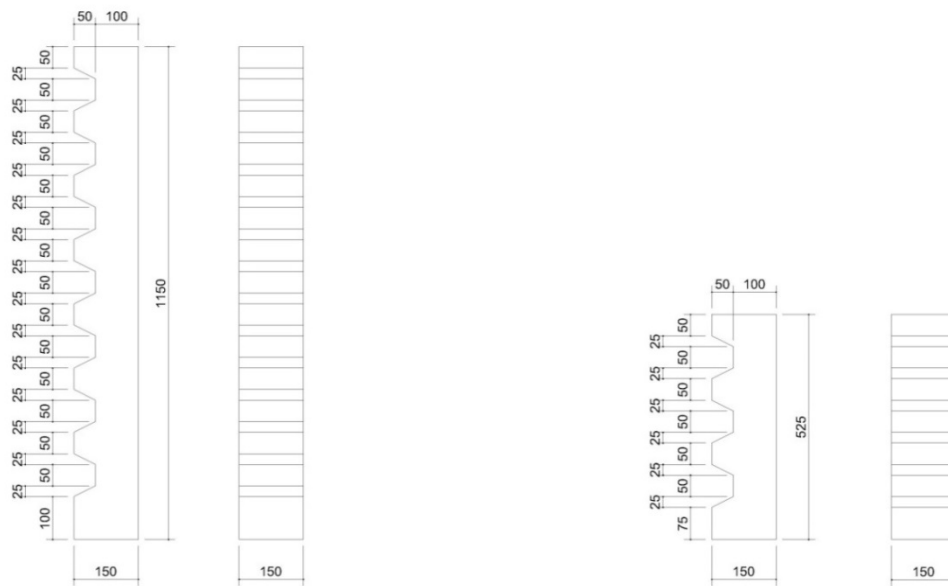


Figura 112. Dimensiones (en mm) de las piezas de madera maciza para la fabricación de las llaves en la junta de siete llaves (izquierda) y en la junta de tres llaves (derecha)

Se dispondrán además unas mallas electrosoldadas de $\phi 6@5$ para evitar la fisuración superficial del hormigón durante la manipulación de las piezas (ver Figura 113 y Figura 114). Dicha malla se colocará alejada de la zona de las llaves para que no se vea afectada la resistencia de la junta.

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

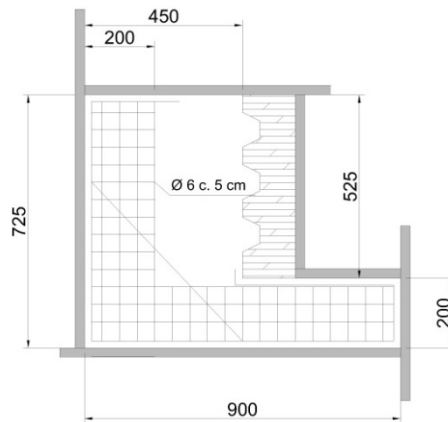


Figura 113. Disposición de la malla electrosoldada para evitar la fisuración superficial durante la manipulación de las piezas de hormigón para la junta de tres llaves (dimensiones en mm)

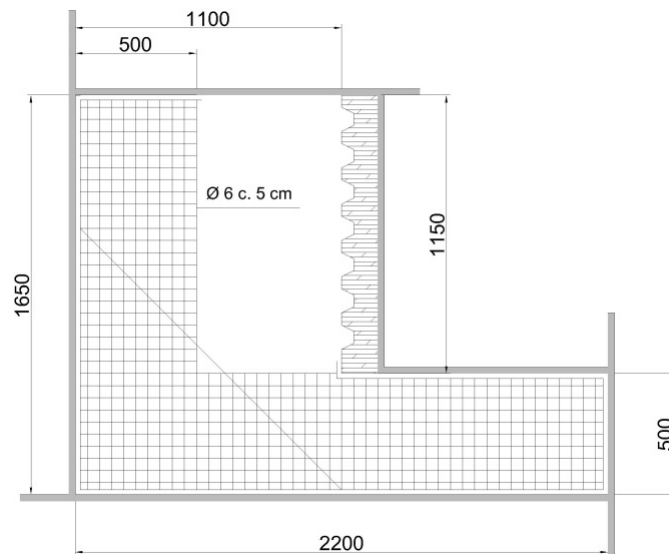


Figura 114. Disposición de la malla electrosoldada para evitar la fisuración superficial durante la manipulación de las piezas de hormigón para la junta de siete llaves (dimensiones en mm)

En la Figura 115 y en Figura 117 puede verse el detalle de la disposición de las barras y mallas electrosoldadas en el perfil de la pieza, así como el encofrado y detalles de cotas para la fabricación de la primera pieza de

cada una de las juntas. La segunda pieza de hormigón de cada junta se fabricará usando como encofrado la pieza complementaria para conseguir un perfecto acoplamiento entre las llaves en el ensayo. Esto puede verse en la Figura 116 para el caso de tres llaves y en la Figura 118 para el caso de siete llaves. Se dispondrán también unas piezas de madera, representadas en negro en la Figura 116 y en la Figura 118, para garantizar la separación necesaria entre ambas piezas en el ensayo.

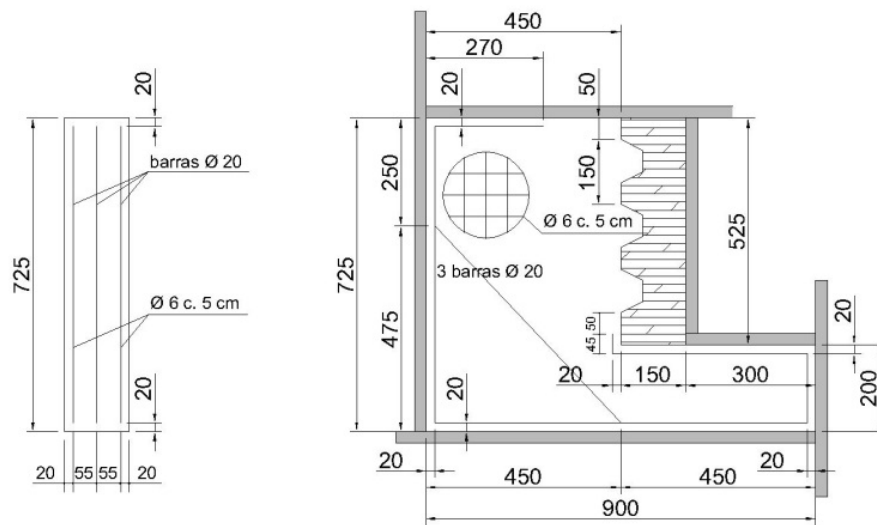


Figura 115. Disposición de las barras y mallas electrosoldadas para la fabricación de las piezas de hormigón en el perfil (izquierda) y encofrado para la primera pieza (derecha) para la junta de tres llaves (cotas en mm)

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

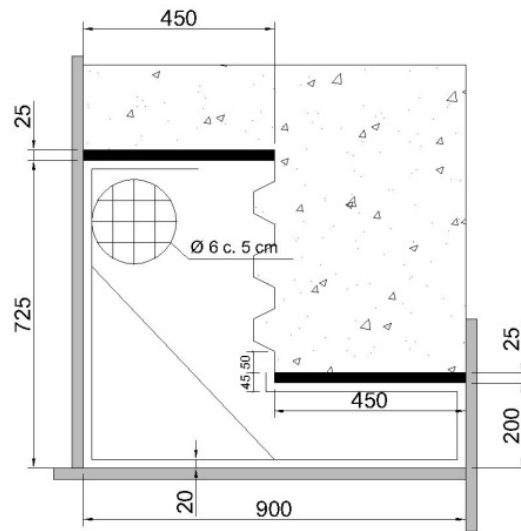


Figura 116. Encofrado y disposición de las barras y mallas electrosoldadas para la fabricación de la segunda pieza de hormigón para la junta de tres llaves (cotas en mm)

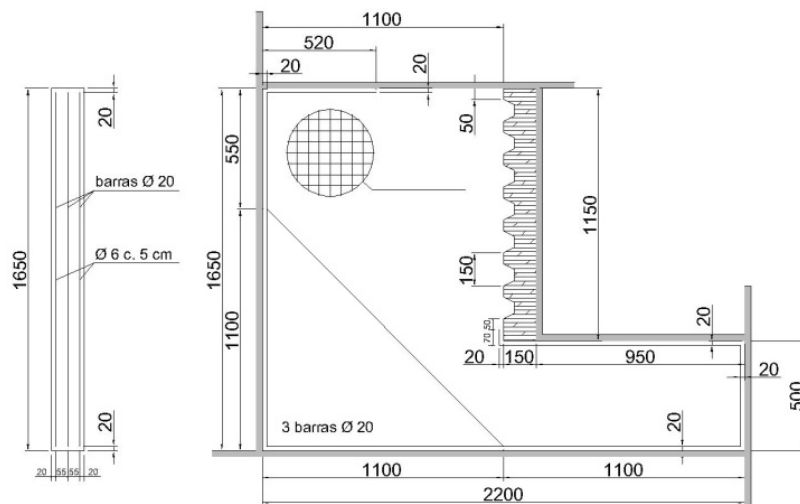


Figura 117. Disposición de las barras y mallas electrosoldadas para la fabricación de las piezas de hormigón en el perfil (izquierda) y encofrado para la primera pieza (derecha) para la junta de siete llaves (cotas en mm)

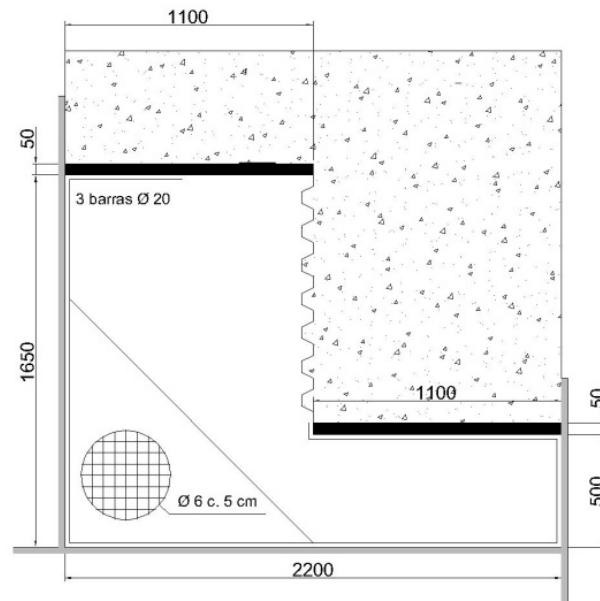


Figura 118. Encofrado y disposición de las barras y mallas electrosoldadas para la fabricación de la segunda pieza de hormigón para la junta de siete llaves (cotas en mm)

Por último, en la Figura 119 y en la Figura 120 se indica la posición de unos enganches necesarios para levantar y manipular las piezas de hormigón que se fabricarán en posición horizontal encofrando contra el suelo y deberán colocarse en vertical para la realización del ensayo.

**DISEÑO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DEL COMPORTAMIENTO EN
FRACTURA DE LAS JUNTAS SECAS CON LLAVES POSTENSADAS**

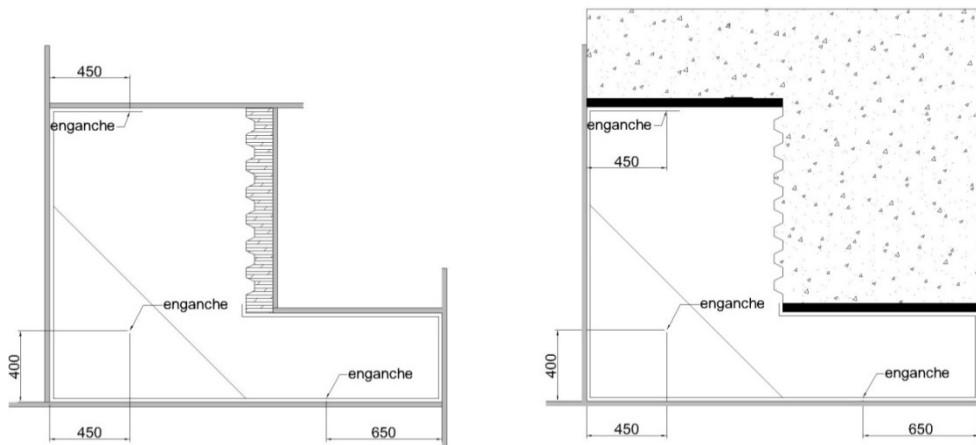


Figura 119. Posición (en mm) de los enganches necesarios para la manipulación de las piezas de hormigón en la junta con siete llaves para la primera pieza (izquierda) y su complementaria (derecha)

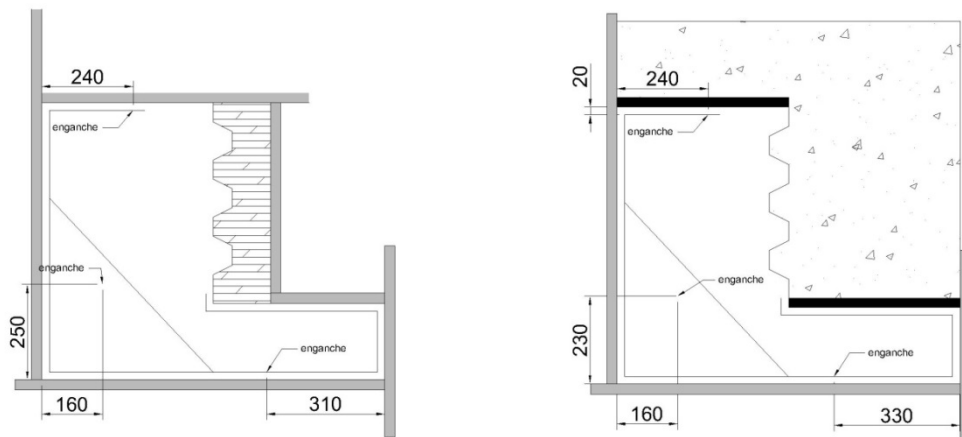


Figura 120. Posición (en mm) de los enganches necesarios para la manipulación de las piezas de hormigón en la junta con tres llaves para la primera pieza (izquierda) y su complementaria (derecha)

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AASHTO. *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*, second ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, (1999).
- [2] *Abaqus Analysis User's Manual. Versión 6.9*. Dassault Systèmes Simulia Corp., (2009).
- [3] Alcalde, M.; Cifuentes, H.; Medina, F. Análisis del comportamiento en fractura de juntas secas postensadas de hormigón mediante modelo de elementos finitos, *Anales de Mecánica de la Fractura*, vol. 2, n° 28, pp. 457-462, (2011).
- [4] Alcalde, M.; Cifuentes, H.; Medina, F. Influence of the number of keys on the shear strength of post-tensioned dry joints, *Materiales de Construcción*, vol. 63, n° 310, pp. 297-307, (2013).
- [5] Alcalde, M.; Cifuentes, H.; Medina, F. Shear strength of dry keyed joints and comparison with different formulations, in *Proceedings of the 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-8*, pp. 487-493, (2013).
- [6] Algorafi, M. A.; Ali, A. A. A.; Jaafar, M. S.; Othman, I.; Anwar, M. P.; Rashid, R. Effect of Torsion on Externally Prestressed Segmental Concrete Bridge with Shear Key, *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, vol. 2, n° 1, pp. 54-60, (2009).
- [7] ATEP. *Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior. H.P.10-96* vol. E-6. Madrid, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, (1996).
- [8] Bakhoun, M. M. *Shear Behavior and Design of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges*, PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, (1991).
- [9] Bakhoun, M. M.; Buyukozturk, O.; Beattie, S. M. *Structural performance of joints in precast concrete segmental bridges*, Massachusetts Institute of Technology. Dept. of Civil Engineering, (1989).

BIBLIOGRAFÍA

- [10] Bažant, Z. P.; Oh, B. H. Crack band theory for fracture of concrete, *Materials and Structures*, vol. 16, n° 3, pp. 155-177, (1983).
- [11] Buyukozturk, O.; Bakhoum, M. M.; Beattie, S. M. Shear behavior of joints in precast concrete segmental bridges, *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, vol. 116, n° 12, pp. 3380-3401, (1990).
- [12] Cifuentes Bulté, H.; Medina Encina, F. *Mecánica de la fractura aplicada al hormigón: Conceptos, análisis experimental y modelos numéricos*, Universidad de Sevilla. Secretariado de Publicaciones, (2013).
- [13] Cifuentes, H. *Análisis del comportamiento en fractura y del efecto de borde en hormigones de altas prestaciones reforzados con fibras de polipropileno*, PhD Thesis, Universidad de Sevilla, Escuela Superior de Ingenieros, Sevilla, (2010).
- [14] Cifuentes, H.; Alcalde, M.; Medina, F. Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete, *Strain*, vol. 49, n° 1, pp. 54-59, (2013).
- [15] Cifuentes, H.; Medina, F. Comparación del valor de la energía de fractura real del hormigón obtenido por distintos procedimientos, *Anales de Mecánica de la Fractura*, vol. 1, n° 26, pp. 51-56, (2009).
- [16] *Código modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural*. Madrid, Colegio de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, (1995).
- [17] Chuang, T.-F.; Chan, A. H. C.; Clark, L. A. A Modified Cyclic Cracking Model for RC Structural Walls Behaviour Under Dynamic Excitation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 3, n° 3, pp. 299-331, (2005).
- [18] Dahmani, L.; Khennane, A.; Kaci, S. Modeling and influence of shear retention parameter on the response of reinforced concrete structural elements, *Strength of Materials*, vol. 41, n° 4, pp. 423-430, (2009).
- [19] DeJong, M. J.; Hendriks, M. A. N.; Rots, J. G. Sequentially linear analysis of fracture under non-proportional loading, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 75, n° 18, pp. 5042-5056, (2008).
- [20] DeJong, M. J.; Hendriks, M. A. N.; Rots, J. G. Shear retention and mesh alignment during fracture using sequentially linear analysis, in *Twelfth International Conference on Fracture (ICF)*, Ottawa, Canada, (2009).

-
- [21] *DIANA 9.4.3 User's manual – Analysis Procedures*. Delft, The Netherlands, TNO DIANA, (2010).
- [22] *DIANA 9.4.3 User's manual – Element Library*. Delft, The Netherlands, TNO DIANA, (2010).
- [23] *DIANA 9.4.3 User's manual – Material Library*. Delft, The Netherlands, TNO DIANA, (2010).
- [24] *EHE. Instrucción de hormigón estructural*. Ministerio de Fomento, (1999).
- [25] Graça-e-Costa, R.; Alfaiate, J.; Dias-da-Costa, D.; Neto, P.; Sluys, L. J. Generalisation of non-iterative methods for the modelling of structures under non-proportional loading, *International Journal of Fracture*, vol. 182, n° 1, pp. 21-38, (2013).
- [26] Hendriks, M. A. N.; Rots, J. G. Sequentially linear versus nonlinear analysis of RC structures, *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, vol. 30, n° 6, pp. 792-801, (2013).
- [27] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, vol. 6, n° 6, pp. 773-781, (1976).
- [28] Hofbeck, J. A.; Ibrahim, I. O.; Mattock, A. H. Shear transfer in reinforced concrete, *ACI Journal Proceedings*, vol. 66, n° 2, (1969).
- [29] Invernizzi, S.; Trovato, D.; Hendriks, M. A. N.; Van de Graaf, A. V. Sequentially linear modelling of local snap-back in extremely brittle structures, *Engineering Structures*, vol. 33, n° 5, pp. 1617-1625, (2011).
- [30] Issa, M. A.; Abdalla, H. A. Structural behavior of single key joints in precast concrete segmental bridges, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 12, n° 3, pp. 315-324, (2007).
- [31] Jiang, H.; Chen, L.; Ma, Z. J.; Feng, W. Shear behavior of dry joints with castellated keys in Precast concrete segmental bridges, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 20, n° 2, (2015).
- [32] Jirásek, M. Comparative study on finite elements with embedded discontinuities, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 188, n° 1, pp. 307-330, (2000).
- [33] JPCEA. *The criteria of design and construction for the external tendon structure and precast segmental construction method*,

BIBLIOGRAFÍA

- Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Tokyo, (1996).
- [34] Kaneko, Y.; Connor, J. J.; Triantafillou, T. C.; Leung, C. K. Fracture mechanics approach for failure of concrete shear key. I: theory, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 119, n° 4, pp. 681-700, (1993).
- [35] Kaneko, Y.; Connor, J. J.; Triantafillou, T. C.; Leung, C. K. Fracture mechanics approach for failure of concrete shear key. II: verification, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 119, n° 4, pp. 701-719, (1993).
- [36] Kolmar, W.; Mehlhorn, G. Comparison of shear stiffness formulations for cracked reinforced concrete elements, in *Computer Aided Analysis and Design of Concrete Structures*, pp. 133-147, (1984).
- [37] Koseki, K.; Breen, J. E. *Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges*, Center for Transportation Research, Univ. of Texas at Austin, Austin, Texas Research Report No. 248-1, (1983).
- [38] Roberts, C. L.; Breen, J. E.; Kreger, M. E. *Measurement based revisions for segmental bridge design criteria*, Center for Transportation Research, Univ. of Texas at Austin, Texas Research Report No. 1234-3F, (1993).
- [39] Rombach, G. *Precast segmental box girder bridges with external prestressing: design and construction*, INSA, Rennes, (2002).
- [40] Rombach, G. Dry joint behavior of hollow box girder segmental bridges, in *FIP Symposium "Segmental Construction in Concrete"*, New Delhi, (2004).
- [41] Rombach, G.; Specker, A. Finite Element Analysis of Externally Prestressed Segmental Bridges, in *Proceedings of the Fourteenth Engineering Mechanics Conference (EM 2000)*, Austin, (2000).
- [42] Rombach, G.; Specker, A.; Zhou, X.; Mickleborough, N.; Li, Z.; Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, Á. C. Discussion on 'Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges', *ACI Structural Journal*, vol. 102, n° 6, pp. 901-904, (2005).
- [43] Rots, J. G. *Computational modeling of concrete fracture*, PhD thesis, Delft University of Technology, (1988).

-
- [44] Rots, J. G. Comparative study of crack models, in *Third DIANA World Conference*, Tokyo, Japan, pp. 17-28, (2002).
- [45] Rots, J. G.; Belletti, B.; Invernizzi, S. Robust modeling of RC structures with an "event-by-event" strategy, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 75, n° 3-4, pp. 590-614, (2008).
- [46] Rots, J. G.; Blaauwendraad, J. Crack models for concrete: discrete or smeared? Fixed multi-directional or rotating?, *Heron*, vol. 34, n° 1, pp. 3-59, (1989).
- [47] Rots, J. G.; De Borst, R. Analysis of Mixed-Mode Fracture in Concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 113, n° 11, pp. 1739-1758, (1987).
- [48] Saibabu, S.; Srinivas, V.; Sasmal, S.; Lakshmanan, N.; Iyer, N. R. Performance evaluation of dry and epoxy jointed segmental prestressed box girders under monotonic and cyclic loading, *Construction and Building Materials*, vol. 38, pp. 931-940, (2013).
- [49] Shamass, R.; Zhou, X.; Alfano, G. Finite-Element Analysis of Shear-Off Failure of Keyed Dry Joints in Precast Concrete Segmental Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, p. 04014084, (2014).
- [50] Slobbe, A. T. *Propagation and band width of smeared cracks*, Structural Engineering, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, (2015).
- [51] Slobbe, A. T.; Hendriks, M. A. N.; Rots, J. G. Sequentially linear analysis of shear critical reinforced concrete beams without shear reinforcement, *Finite Elements in Analysis and Design*, vol. 50, pp. 108-124, (2012).
- [52] Takebayashi, T.; Leung, Y. W. Full-scale destructive test of a precast segmental box girder bridge with dry joints and external tendons, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, vol. 104, n° 3, pp. 297-315, (1994).
- [53] Turmo, J. *Estudio del comportamiento a flexión y cortante de puentes de dovelas de hormigón con pretensado exterior y junta seca*, PhD Thesis, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, (2003).
- [54] Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, A. C. FEM modelling of unbonded post-tensioned segmental beams with dry joints, *Engineering Structures*, vol. 28, n° 13, pp. 1852-1863, (2006).

BIBLIOGRAFÍA

- [55] Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, A. C. Resistencia de juntas secas conjugadas de puentes de dovelas prefabricadas de hormigón: propuesta para el Eurocódigo 2, *Materiales de Construcción*, vol. 56, n° 282, pp. 45-52, (2006).
- [56] Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, A. C. Shear strength of dry joints of concrete panels with and without steel fibres. Application to precast segmental bridges, *Engineering Structures*, vol. 28, n° 1, pp. 23-33, (2006).
- [57] UNE-ENV 1992-1-1: *EUROCODIGO 2: proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para la edificación*, AENOR, (2004).
- [58] Veletzos, M. J.; Restrepo, J. I. Modeling of jointed connections in segmental bridges, *Journal of Bridge Engineering*, vol. 16, n° 1, pp. 139-147, (2011).
- [59] Wakasa, T.; Otsuka, H.; Yabuki, W. Experimental study of the shear strength of precast segmental beams with external prestressing, *Structural Concrete*, vol. 6, n° 2, pp. 63-80, (2005).
- [60] Yang, I.-H.; Kim, K.-C.; Kim, Y.-J. Shear strength of dry joints in precast concrete modules, in *Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13)*, Sapporo, Japan, (2013).
- [61] Yuan, A.; Dai, H.; Sun, D.; Cai, J. Behaviors of segmental concrete box beams with internal tendons and external tendons under bending, *Engineering Structures*, vol. 48, n° 0, pp. 623-634, (2013).
- [62] Zhou, X.; Mickleborough, N.; Li, Z. Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges, *ACI Structural Journal*, vol. 102, n° 1, pp. 3-11, (2005).